

**SKIRPSI
PERENCANAAN EMBUNG RAKNAMO DI KABUPATEN
KUPANG NTT**



**Dissusun Oleh :
JUNIOR JOHN NANI NATARA
(11.21.056)**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S – 1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2016**

LEMBAR PENGESAHAN

SKRIPSI

PERENCANAAN EMBUNG RAKNAMO DI KABUPATEN KUPANG NTT

Telah Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang Strata

Satu (S-1) Teknik Sipil

Pada Hari Rabu, 10 Agustus 2016

Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan Guna Memperoleh Gelar

Sarjana Teknik Sipil

Disusun Oleh :

JUNIOR JOHN NANI NATARA

11.21.056

Disahkan Oleh :

Ketua



Ir. A. Agus Santosa, MT

Sekretaris



Ir. Munasih, MT

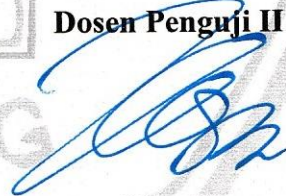
Anggota Penguji :

Dosen Penguji I



Dr. Ir. Kustamar, MT

Dosen Penguji II



Ir. H. Hirijanto, MT

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

2016

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

PERENCANAAN EMBUNG RAKNAMO DI KABUPATEN KUPANG NTT

*Diajukan Untuk Memenuhi Persyaratan Memperoleh Gelar Sarjana Strata Satu
(S-1) Program Studi Teknik Sipil di Institut Teknologi Nasional Malang.*

Disusun Oleh :

**JUNIOR JOHN NANI NATARA
11.21.056**

Disetujui Oleh :

Pembimbing I



Ir. I Wayan Mundra, MT

Pembimbing II



Ir. Endro Yuwono, MT



Mengetahui.

Ketua

Program Studi Teknik Sipil S-1



Ir. A. Agus Santosa, MT

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2016

DAFTAR ISI

BAB IPENDAHULUAN.....	1
1.1.Latar belakang.....	1
1.2.Identifikasi Masalah.....	1
1.3.Maksud dan Tujuan.....	2
1.4. Rumusan Masalah.....	2
1.5.Batasan masalah	2
1.6.Gambaran daerah studi.....	3
BAB IILANDASAN TEORI	5
2.1Definisi Embung	5
2.2Kriteria Perencanaan Embung	5
2.3Fungsi embung.....	6
2.4Manfaat Embung.....	7
2.5Analisa Hidrologi.....	8
2.5.1Curah hujan Harian Areal Maksimum	8
2.5.2Analisa Curah Hujan Rancangan	12
2.5.3Distribusi Log Pearson Type III.....	13
2.5.4Pemeriksaan Uji kesesuaian Distribusi	14
2.5.5Analisa Distribusi Hujan Jam – Jaman.....	16
2.5.6 Koefesian Limpasan (α)	16
2.5.7Analisa Curah Hujan Netto Jam – Jaman	17
2.5.8 Analisa Hidrograf Satuan Sintetik Debit Banjir Rancangan	18
2.6Kebutuhan Air Irigasi.....	21
2.7Analisis Sedimentasi.....	27
2.8Faktor panjang dan kemiringan lereng (LS)	28
2.9Perencanaan teknis embung	29
2.9.1 Kapasitas Tampungan Embung.....	29
2.9.2 Penelusuran Banjir (<i>Flood Routing</i>)	30

2.9.3 Data Tanah Timbunan dan Pondasi (Geologi)	32
2.9.4 Tipe Tubuh Embung	33
2.9.5 Lebar Puncak Embung	35
2.9.6 Kemiringan Lereng Embung.....	35
2.9.7Tinggi Jagaan	36
2.9.8Tinggi Tubuh Embung.....	37
2.9.9Bangunan Pelimpah	38
2.10 Stabilitas Embung.....	41
2.10.1 Stabilitas Embung Terhadap Aliran.....	41
2.10.2 Stabilitas Embung Terhadap Longsor	41
BAB III METODOLOGI	45
3.1UMUM	45
3.2Jenis dan sumber Data	45
BAB IV ANALISA DATA DAN PERHITUNGAN	49
4.1 Analisa Hidrologi.....	49
4.1.1 Curah Hujan Rerata Daerah.....	49
4.1.2 Hitungan Curah Hujan Rancangan.....	49
4.1.2.1 Metode Log Pearson Type III.....	49
4.2. Analisa Debit BanjirRancanganMetodeNakayasu.....	54
4.2.1 Curahhujan jam - jaman.....	54
4.3 Perencanaan Teknis Embung.....	75
4.3.1 Lengkung Kapasitas Embung.....	75
4.3.2 Elevasi Dead Storage, Mercu Spillway, Tampungan Efektif Dan Elevasi Puncak Embung.....	78
4.3.3 Penelusuran Banjir (Flood Routing).....	82
4.3.4 Tipe Tubuh Embung.....	90
4.3.5 Tinggi Jagaan Embung.....	90
4.3.6 Tinggi Tubuh Embung.....	90

4.3.7 Lebar Puncak Embung.....	91
4.3.8 Kemiringan Lereng Embung.....	91
4.4 Analisa Stabilitas Embung Terhadap Aliran Filtrasi.....	91
4.4.1 Formasi Garis Depresi Tubuh Embung Kondisi Sesuai Garis Parabola.....	91
4.4.2 Formasi Garis Depresi Tubuh Embung Kondisi Sesuai drainase kaki....	94
4.4.3 Jaringan Trayektori Aliran Filtrasi.....	96
BAB V PENUTUP.....	98
5.1 Kesimpulan.....	98
5.2 Saran.....	98

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Hubungan Antara Koefisien Run Off Dan Daerah Aliran	17
Tabel 2.2	Koefisien Tanaman	22
Tabel 2.3	Angka perkolasi	23
Tabel 2.4	Efisiensi Irigasi	25
Tabel 2.5	Kesesuaian Antara Tipe Tubuh Embung dengan Jenis Fondasi, Lembah, dan Bahan Bangunan	34
Tabel 2.6	Lebar Puncak Tubuh Embung	35
Tabel 2.7	Tinggi Jagaan Embung	36
Tabel 2.8	Tinggi Jagaan Embung.....	37
Tabel 2.9	Kriteria Desain Hidraulik Pelimpah	40
Tabel 2.10	Koefisien Kekesaran Manning Untuk berbagai Jenis Pelindung Pada Pelimpah	40
Tabel 2.11	Harga longsor cara Fillenius	43
Tabel 2.12	Hubungan Fs (Angka Keamanan) dengan Kejadian	44
Tabel 4.1	Data Curah Hujan Rerata Tahunan.....	49
Tabel 4.2	Perhitungan Parameter Statistik Metode Log Person Tipe III.....	52
Tabel 4.3	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Person Tipe III Dengan Beberapa Periode Ulang.....	53
Tabel 4.4	Tabel Uji Smirnov – Kolmogorof.....	53
Tabel 4.5	Perhitungan Curah Hujan Jam – Jaman.....	54
Tabel 4.6	Parameter Hidrograf Satuan Sintetik.....	60
Tabel 4.7	Ordinat hidrograf Banjir Rencana 2 Tahunan.....	62
Tabel 4.8	Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 10 Tahun.....	64

Tabel 4.9 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 20 Tahunan.....	65
Tabel 4.10 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan.....	66
Tabel 4.11 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 100 Tahunan.....	67
Tabel 4.12 Ordinat Banjir Rancangan Maksimum Nakayasu.....	68
Tabel 4.13 Hubungan Elevasi, Luas Genangan Dan Volume Tampungan Embung Rakamo.....	77
Tabel 4.14 Analisa Tampungan Efektif Embung Raknamo.....	79
Tabel 4.15 Analisa Tampungan Mati Dan Elevasi Spillway.....	81
Tabel 4.16 Elevasi Muka air Dan kapasitas Spillway.....	84
Tabel 4.17 Parameter Debit Dan Tampungan Embung.....	86
Tabel 4.18 Penelusuran Banjir Melalui Embung.....	88
Tabel 4.19 Koordinat Garis Depresi Parabola.....	93
Tabel 4.20 Koordinat Garis Depresi Dengan Drainase kaki.....	95

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Lokasi Embung Raknamo.....	4
Gambar2.1 Sketsa Hidrograf Satuan Sintetis Metode Nakayasu.....	20
Gambar 4.1 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.....	61
Gambar 4.2 Oordinat Hidrograf Banjir Rencana 2 Tahunan.....	62
Gambar 4.3 Oordinat Hidrograf Banjir Rencana 5 Tahunan.....	65
Gambar 4.4 Oordinat Hidrograf Banjir Rencana 10 Tahunan.....	67
Gambar 4.5 Oordinat Hidrograf Banjir Rencana 20 Tahunan.....	69
Gambar 4.6 Oordinat Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan.....	71
Gambar 4.7 Oordinat Hidrograf Banjir Rencana 100 Tahunan.....	73
Gambar 4.8 Oordinat Banjir Rancangan Maksimum Nakayasu.....	75

BAB I

PENDAHULUAN

1.1.Latar belakang

Dampak kekeringan dan banjir kini dirasakan semakin besar dan resiko pertanian semakin meningkat dan sulit di prediksi. Indikator debit air sungai merosot tajam di musim kemarau, sementara di musim penghujan meningkat. Untuk dapat memanfaatkan potensi air yang ada di perlukan sarana sehingga kebutuhan air dapat terpenuhi, maka salah satu strategi yang paling efektif serta hasilnya langsung terlihat adalah dengan memanen aliran air permukaan dan air hujan di musim penghujan. Salah satu upaya yang di manfaatkan untuk menampung limpasan air adalah dengan membangun embung.

Pembangunan Embung Raknamo perlu di rencanakan secara berkesinambungan, supaya sesuai dengan fungsi dan umur bangunan, perlu penyelenggaraan kegiatan untuk memanfaatkan jaringan irigasi agar berdaya dan berhasil dengan pelaksanaan operasi dan pemeliharaan yang tepat dan benar. Dengan melihat kondisi di atas, perlu di upayakan suatu cara yang sistematis untuk mendukung upaya pemecahan permasalahan di bidang Sumber Daya Air khususnya di Kecamatan Amabi Oefeto Kabupaten Kupang.

Oleh karena itu agar air dapat di manfaatkan secara efektif, maka di bangunlah Embung di Kabupaten Kupang yang dapat menampung air di musim hujan dan pada saat banjir.

1.2. Identifikasi Masalah

Daerah irigasi Amabi Oefeto mempunyai areal yang cukup luas namun belum dapat dimanfaatkan sepenuhnya untuk areal persawahan karena

kurangnya pemanfaatan sumber air yang maksimal, dalam mengatasi masalah ini, maka dapat di identifikasikan sebagai berikut:

1. Masih banyak lokasi yang dapat di kembangkan untuk areal irigasi
2. Tersedianya sumber air dari Kali yang kurang di manfaatkan semaksimal mungkin

1.3.Maksud dan Tujuan

Maksud dari perencanaan Embung Raknamo adalah untuk menyediakan sarana penampung air irigasi untuk mengatasi kekurangan air pada areal persawahan, yang sering mengalami gagal panen akibat ketidak cukupan air pada musim kemarau.

Sedangkan tujuan dari perencanaan Embung Raknamo ini adalah suatu usaha untuk memenuhi kekurangan air pada saat memasuki musim kemarau, dan kurangnya pemanfaatan sumber air dari Kali sehingga sawah tidak mengalami puso dan bahkan gagal panen dengan memanfaatkan jaringan irigasi yang sudah ada untuk lebih optimal dalam menunjang usaha budidaya di bidang pertanian.

1.4.Rumusan Masalah

Dalam studi ini perumusan masalahnya adalah :

- Berapa debit banjir rancangan?
- Berapa dimensi embung?

1.5.Batasan masalah

Yang akan dibahas dalam studi ini adalah yang di awali dengan analisa debit banjir rencana dan analisa – analisa lain yang terlihat untuk menetapkan dimensi Embung sampai dengan analisa stabilitasnya suatu gambar – gambar rencana.

1.6. Gambaran daerah studi

Desa Raknamo terletak di Kecamatan Amabi Oefeto Kabupaten Kupang dengan luas wilayah 236.72 km^2 dan jumlah penduduk mencapai 13.262 jiwa dan sebagian besar penduduknya berkerja di sektor pertanian. Dari hal itu sangat di perlukan system irigasi yang memadai untuk memenuhi kebutuhan air untuk irigasi demi peningkatan hasil pertanian setempat. Maka dari itu di bangunlah embung Raknamo untuk mencapai tujuan tersebut. Embung Raknamo direncanakan mempunyai luas DPS $83,5 \text{ km}^2$ dengan High Water Level (HWL) 149,63, Low Water Level (LWL) 140,20, dengan volume embung sebesar $0,97 \text{ m}^3$, inflow airnya ari kali Noel Puames

Sedangkan secara geografis terletak di kabupaten Kupang pada :

- Lintang selatan : $9,19^0 - 10^0,57$
- Bujur timur : $121^0,30 - 124^0,11$

Gambar 1.1 Peta Lokasi Embung Raknamo

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Definisi Embung

Embung merupakan bangunan yang berfungsi untuk menampung air hujan maupun air dari suatu sumber guna persedian suatu daerah di musim kering. Selama musim kering air akan di manfaatkan oleh daerah untuk memenuhi kebutuhan penduduk, ternak, dan sedikit kebun. Di musim hujan embung tidak beroperasi karena air diluar embung tersedia cukup kecuali embung yang di gunakan untuk air bersih.

Oleh karena itu pada setiap akhir musim hujan sangat diharapkan kolam embung dapat terisi penuh air sesuai desain.

2.2 Kriteria Perencanaan Embung

Jenis – jenis embung menurut tinggi tanggul dan volume tambungan adalah :

1. Embung kecil :

- Volume tampungan $100.000 \text{ m}^3 - 1.000.000 \text{ m}^3$
- Luas catchment area 1 km^2
- Tinggi timbunan $< 10 \text{ m}$.

2. Embung sedang :

- Volume tampungan $1.000.000 \text{ m}^3 - 10.000.000 \text{ m}^3$
- Luas catchment area 10 km^2
- Tinggi timbunan $10 - 15 \text{ m}$

3. Embung besar atau bendungan

- Volume tampungan $> 10.000.000 \text{ m}^3$
- Luas catchment area $10 - 40 \text{ km}^2$
- Tinggi timbunan 15 m .

2.3 Fungsi embung

Untuk mengatasi masalah kekeringan seperti sekarang ini, sangat dibutuhkan suatu teknologi penyediaan air bersih yaitu dengan pembuatan embung.

Embung adalah kolam yang dibuat oleh manusia untuk menampung air pada musim hujan atau menampung air dari suatu sumber air seperti waduk dan diharapkan dapat terus menyalurkan air di musim kemarau.

Tujuan pembuatan antara lain :

- 1) Menyediakan air untuk pengairan tanaman di musim kemarau.
- 2) Meningkatkan produktivitas lahan, intensitas hujan, dan pendapatan petani di lahan tadah hujan.
- 3) Mengaktifkan tenaga kerja pada musim kemarau sehingga mengurangi urbanisasi dari desa ke kota
- 4) Mencegah luapan air di musim hujan, menekan resiko banjir
- 5) Pengisian kembali air tanah

Pembuatan embung tidak terlihat oleh luas pemilikan lahan, petani yang berlahan sempit atau luas, dapat membuat embung sesuai kebutuhannya.

Embung dapat di bangun secara bertahap :

- Awalnya dibuat dengan ukuran kecil lalu diperbesar pada masa berikutnya
- Memperdalam embung yang ada
- Membuat embung yang serupa di tempat lain

Kebutuhan tenaga kerja dan modal dalam pembuatan embung dapat dicicil atau dijadwalkan dan dapat dibuat dengan alat mekanik seperti backhoe dan bulldozer juga excavator atau dengan alat sederhana dan dilakukan secara gotong royong.

Daerah – daerah yang sangat memerlukan embung adalah daerah yang kondisinya lebih kurang sebagai berikut :

- 1) Kekurangan air sebesar 50 – 1000 mm/tahun
- 2) Wilayah tipe iklim C dengan 5-6 bulan basah, wilayah tipe iklim D dengan 3-4 bulan basah, wilayah tipe iklim E dengan kurang dari 3 bulan basah
- 3) Daerah yang tergolong kekurangan air yaitu, sebagian Jawa Barat, Jawa Timur, Jawa Tengah, Sulawesi Selatan, Sulawesi Tenggara, Nusa Tenggara, Maluku, Kalimantan Timur, dan Aceh Utara
- 4) Lahan tadah hujan yang kekurangan air diperkirakan di Indonesia seluas 800 ribu hektar

2.4 Manfaat Embung

Air embung dapat dimanfaatkan untuk berbagai keperluan seperti memenuhi kebutuhan air tanaman padi dan palawija pada saat musim kemarau.

Apabila ketersediaan air di dalam embung terbatas, perlu di pertimbangkan penggunaannya apakah untuk mengairi padi dan palawija (kebutuhan air setiap hektar pertanaman padi lebih kurang 200 mm/bulan atau debit air 1 liter/detik)

Penggunaan air embung untuk tanaman padi perlu mempertimbangkan jumlah air yang ada. Pemberian air untuk tanaman padi hanya dilakukan pada saat kritis, yaitu pada pembuangan dan pengesian gabah. Air di salurkan ke petak pertanaman menggunakan pompa dan slang plastic sehingga kondisi tanah jenuh air. Pengairan pada tanaman palawija atau hortikultura disarankan menyiram seputar pangkal tanaman.

2.5 Analisa Hidrologi

Untuk mengetahui besarnya debit banjir rancangan, maka terlebih dahulu harus diketahui debit hujan rencana dengan berpedoman kepada luas Daerah aliran sungai (DAS), tata guna lahan dan karakteristik dari daerah pengaliran tersebut.

2.5.1 Curah hujan Harian Areal Maksimum

Ada tiga cara berbeda dalam menentukan tingginya curah hujan rata – rata areal dari data curah hujan di beberapa titik pos penakar atau pencatat. (Hidrologi Teknik; C. D. Soemarno, 31:1986) yaitu :

- a. Cara tinggi rata – rata aljabar
- b. Cara polygon thiessen
- c. Cara isohyet

Ketiga cara diatas akan diuraikan dibawah ini, akan tetapi didalam laporan ini yang akan dipakai dalam menganalisa curah hujan dengan metode yaitu **Metode Rata – rata Aljabar**.

a. Cara tinggi rata – rata Aljabar

Tinggi rata – rata Aljabar curah hujan didapatkan dengan mengambil harga rata – rata hitung (Arithmetic Mean) dari penakaran pada pos penakar hujan areal tersebut.

Dengan demikian maka untuk menghitung tinggi hujan dengan metode rata – rata Aljabar (Arithmetic Mean) rumus yang di pakai sebagai berikut :

$$d = \frac{d_1 + d_2 + d_3 + \dots + d_n}{n} \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{n} \dots \dots \dots (2.1)$$

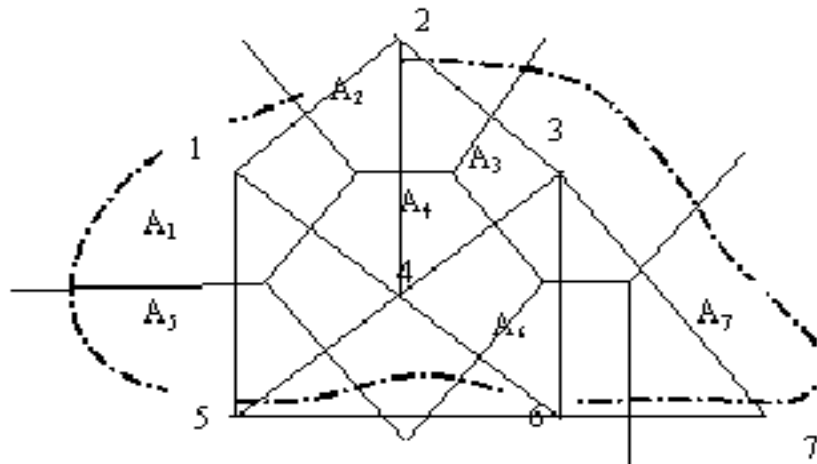
Dimana :

- | | |
|---------------------------|---|
| d | = Tinggi curah hujan rata – rata areal |
| $d_1, d_2, d_3 \dots d_n$ | = Tinggi curah hujan pada pos penakar 1, 2, 3, .n |
| n | = Banyaknya pos penakar hujan |

Cara ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya, asalkan pos – pos penakarnya terbagi merata diareal tersebut, dan hasil penakaran masing – masing pos penakar tidak menyimpang jauh dari rata – rata pos penakar.

b. Cara Polygon Thiessen

Cara ini didasarkan atas rata-rata timbang (*weight average*). Masing-masing penakar mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan menggambar garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua pos penakar. (*Hidrologi Teknik; C. D. Soemarto, 32:1986*)



Gambar 2.1 Peta Polygon Thiessen

Misal A1 adalah luas daerah pengaruh pos penakar 1, A2 adalah luas daerah pos penakar 2, dan seterusnya.

Jumlah $A_1 + A_2 + \dots A_n = A$, merupakan jumlah luas daerah/seluruh areal yang dicari tinggi curah hujannya.

Jika pos penakar 1 menakar tinggi hujan R_1 , pos penakar 2 menakar hujan R_2 hingga pos penakar n menakar hujan R_n , maka untuk menghitung tinggi hujan dengan metode Polygon Thiessen dipakai rumus sebagai berikut:

$$\bar{R} = \frac{A_1 \times R_1 + A_2 \times R_2 + A_3 \times R_3 \dots A_n \times R_n}{A} \dots \dots \dots (2.2)$$

Jika $\frac{A_i}{A} = p_i$ yang merupakan prosentase luas maka:

$$\bar{R} = p_i \times R_i \dots \dots \dots (2.3)$$

Dimana:

A = Luas daerah

\bar{R} = Tinggi curah hujan rata-rata areal

$R_0, R_1, R_2, \dots R_n$ = Tinggi curah hujan pada pos penakar 0, 1, 2, ..., n

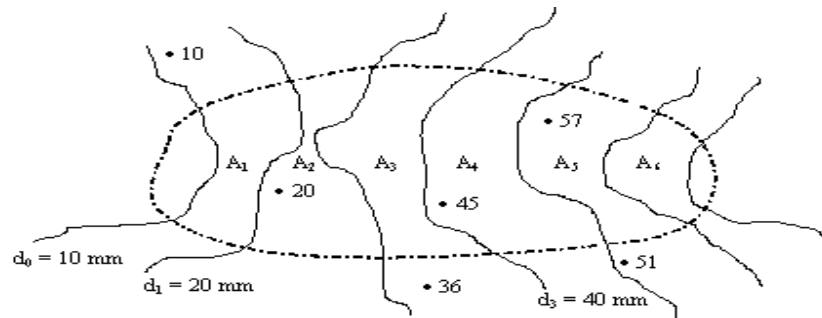
$A_1, A_2, A_3, \dots A_n$ = Luas bagian areal yang dibatasi oleh

poligon pos penakar yang bersangkutan

$\sum_1^n p_i$ = Jumlah prosentasi luas = 100 %

c. Cara Isohyet

Dalam hal ini kita harus menggambar dahulu garis contour/garis tranches dengan tinggi hujan yang sama (isohyet), seperti terlihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 2.2 Peta Isohyet

Kemudian luas di antara isohyet-isohyet yang berdekatan diukur dan harga rata-ratanya dihitung sebagai harga rata-rata timbang dari nilai kontur, seperti berikut ini

$$d = \frac{\frac{d_0+d_1}{2} A_1 + \frac{d_1+d_2}{2} A_2 + \dots + \frac{d_{n-1}+d_n}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{d_{i-1}+d_i}{2} A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{d_{i-1}+d_i}{2} A_i}{A} \dots\dots\dots(2.4)$$

Dimana:

A = Luas daerah

d = Tinggi curah hujan rata-rata areal

$d_0, d_1, d_2, \dots, d_n$ = Tinggi curah hujan pada pos penakar 0, 1, 2, ..., n

$A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ = Luas bagian areal yang dibatasi oleh

Isohyet - isohyet yang bersangkutan

Ini adalah cara yang paling teliti, tetapi membutuhkan jaringan pos penakar yang relatif lebih padat guna memungkinkan untuk membuat garis-garis isohyet.

Cara ini memberikan hasil yang dapat dipercaya, asalkan pos-pos penakarnya terbagi rata di areal tersebut dan hasil penakaran masing-masing pos penakar tidak menyimpang jauh dari harga rata-rata seluruh pos penakar. Metode yang sering digunakan dalam menghitung curah hujan maksimum adalah dengan menggunakan metode Thiessen. (*Hidrologi Teknik; C. D. Soemarto*, 33:1986)

2.5.2 Analisa Curah Hujan Rancangan

Curah hujan rancangan adalah curah hujan terbesar tahunan yang mungkin terjadi di dalam suatu daerah dengan kala ulang tertentu, yang dipakai sebagai dasar perencanaan dimensi suatu bangunan.

Dalam tugas akhir ini metode yang digunakan untuk menganalisa curah hujan rancangan adalah metode Log Pearson Type III, dengan pertimbangan bahwa cara ini lebih fleksibel dan dapat dipakai untuk semua sebaran data.

2.5.3 Distribusi Log Pearson Type III

a. Metode Log Pearson Type III

Metode ini berdasarkan diatas analisa statistik dengan menggunakan data cursh hujan harian maksimal 24 jam dari data pengamatan.

Sebelum mendapat persamaan “**Log Pearson Type III**”, perlu dihitung terlebih dahulu data – data :

1. Curah hujan rata – rata :

$$\text{Log } x = \frac{\sum_{i=1}^n \log x_i}{n} \dots\dots\dots(2.2)$$

2. Standar Deviasi :

$$S_i = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x_i})^2}{(n-1)}} \dots\dots\dots(2.3)$$

3. Koefisien Kepencengan :

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x_i})^3}{(n-1)(n-2) \times S_i^3} \dots\dots\dots(2.4)$$

4. Persamaan Log Pearson Type III

$$\log X_T = \log x + (G \times S_i) \dots\dots\dots(2.5)$$

Dimana :

$\text{Log } x_T$ = Nilai ekstrim dengan kala ulang t tahun

$\text{Log } x$ = Nilai rata – rata curah hujan

G = Fungsi kala ulang

S_i = Simpangan baku

2.5.4 Pemeriksaan Uji kesesuaian Distribusi

Pemeriksaan uji kesesuaian distribusi ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa distribusi frekuensi. Dengan pemeriksaan uji ini akan diketahui :

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau yang diperoleh secara teoritis
2. Kebenaran hipotesa (diterima/ditolak)

Metode yang digunakan adalah :

- Uji secara vertikal dengan Chi Square

Uji kai-kuadrat digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal apakah distribusi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis.

Perhitungan dengan menggunakan persamaan (shahin, 1976 : 186)

$$(X^2)_{Hit} = \sum_{i=1}^K \frac{(EF-OF)^2}{EF} \dots\dots\dots(2.6)$$

$$EF = \frac{n}{K} \dots\dots\dots(2.7)$$

Jumlah kelas distribusi dihitung dengan rumus (harto, 181 : 180) :

$$K = 1 + 3.22 \text{Log } n \dots\dots\dots(2.8)$$

Dimana :

OF = nilai yang diamati (observed frequency)

EF = nilai yang diharapkan (expected frequency)

K = jumlah kelas distribusi

n = banyaknya data

Agar distribusi frekuensi yang dipilih dapat diterima, maka harga $X^2, < X^2_{c_r}$ dapat di peroleh dengan menentukan taraf signifikasi α dengan derajat kebebasannya (*level of significant*)

- **Uji secara horizontal dengan Smirnov – Kolmogrov**

Uji kecocokan Smirnov-kolmogrov, sering juga disebut uji kecocokan non parametric (non parametrik test), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu, maka uji ini digunakan pada daerah studi.

Prosedurnya adalah :

- a. Data diurutkan dari besar ke kecil dan juga ditentukan masing – masing peluangnya.

X_1	$P(X_1)$
X_2	$P(X_2)$
X_m	$P(X_m)$
X_n	$P(X_n)$

- b. Setelah itu ditentukan nilai masing – masing peluang teoritis dari penggambaran persamaan distribusinya.

X_1	$P'(X_1)$
X_2	$P'(X_2)$
X_3	$P'(X_m)$
X_n	$P;(X_n)$

- c. Selisih kedua nilai peluang dapat dihitung dengan persamaan

$$D = \text{maksimum } [P(X_m) - P(X_n)]$$

- d. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogrov test), dapat ditentukan nilai D_o
- e. Apabila $D < D_o$ distribusi teoritis diterima.

$D > D_o$ distribusi teoritis ditolak.

2.5.5 Analisa Distribusi Hujan Jam – Jaman

Analisa hujan jam – jaman digunakan untuk distribusi hujan jam – jaman (hasil pencatatan), maka distribusi hujan jam – jaman didapat dengan menggunakan estimasi bahwa hujan perhari terpusat selama 5 jam, sehingga prosentasi (%) kemungkinan hujan adalah sebagai berikut :

$$R_t = R_0 \left(\frac{5}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots (2.9)$$

Dimana :

R_t = rata – rata hujan dari awal sampai dengan jam ke T

T = waktu dari awal sampai jam ke T

R_0 = $R_{24}/5$

R_{24} = jumlah hujan sehari

2.5.6 Koefesian Limpasan (α)

Koefisien limpasan adalah perbandingan antara limpasan permukaan (*Run off*) dengan hujan dan untuk itu ada beberapa pendapat :

1. Melchior: angka koefisien limpasan α berkisar antara: 0,42 – 0,62 dan Melchior mengajurkan: $\alpha = 0,52$
2. Weduwen: mendapatkan rumus untuk α sebagai berikut:

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{q+7} \dots \dots \dots (2.10)$$

3. Haspers: mendapatkan rumus untuk α sebagai berikut:

$$\alpha = \frac{1+0,012 \times f_{0,7}}{1+0,075 \times f_{0,7}} \dots \dots \dots (2.11)$$

yang didasarkan atas data dari sungai Bendo.

4. Jepang: memakai angka koefisien limpasan (*run off*) dari hasil penyelidikan yang dilakukan di Jepang seperti pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.1
Hubungan Antara Koefisien Run Off Dan Daerah Aliran

Uraian Daerah	C
Daerah pegunungan berlereng terjal	0.7 - 0.90
Daerah perbukutan	0.7 - 0.80
Daerah bergelombang dan bersemak – semak	0.50- 0.75
Daerah dantan yang digarap	0.45- 0.60
Daerah persawahan irigasi	0.7 - 0.80
Sungai didaerah pegunungan	0.75- 0.85
Sungai kecil didaerah daratan	0.45- 0.75
Sungai yang besar dengan wilayah pengaliran yang lebih dari seperduanya terdiri dari daratan	0.50- 0.75

Sumber: Teknik Bendungan, Ir. Soedibyo

2.5.7 Analisa Curah Hujan Netto Jam – Jaman

Merupakan bagian dari hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct runoff*). Limpasan langsung ini terdiri dari limpasan permukaan (*surface run off*) dan *interflow* (air yang masuk kedalam lapisan tipis dibawah permukaan tanah dengan pembilasan rendah yang keluar lagi ditempat rendah yang kemudian berubah menjadi lapisan permukaan)

Dengan meganggap bahwa proses transformasi hujan menjadi limpasan langsung mengikuti linier dan tidak berubah oleh waktu linier dan time variant, maka hujan netto (R_n) dapat dihitung sebagai berikut :

$$R_n = C_p \times R \dots\dots\dots(2.12)$$

Dimana :

- R_n = hujan netto
- C_p = koefisien pengaliran
- R = curah hujan rencana

2.5.8 Analisa Hidrograf Satuan Sintetik Debit Banjir Rancangan

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai – sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan observasi hidrograf banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu, misalnya waktu untuk mencapai puncak hidrograf (*time to peak magnitude*), lebar dasar, luas kemiringan, panjang alur terpanjang (*length of the longest channel*), koefisien limpasan (*runoff coefficient*) dan sebagainya. Dalam hal ini biasanya kita gunakan hidrograf – hidrograf sintetik yang telah dikembangkan di Negara – Negara lain. Dimana parameter – parameternya hanya disesuaikan terlebih dahulu dengan karakteristik daerah pengaliran yang ditinjau.

Hidrograf satuan sintetik terdiri dari dua macam yaitu:

a) Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Nakayasu berasal dari Jepang, telah menyelidiki hidrograf satuan pada beberapa sungai di Jepang. Ia membuat rumus hidrograf satuan sintetik dari hasil penyelidikannya.

Penggunaan metode ini, memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya, seperti :

Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*time of peak*)

- Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*time lag*)
- Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
- Luas daerah aliran sugai
- Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)
- Koefisien pengaliran

Rumus dari hidrograf satuan Nakayasu adalah (C.D. Soemarto, 1987):

$$Q_p = \frac{C \cdot A \cdot R_0}{3,6 \cdot (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})} \dots \dots \dots (2.13)$$

Dengan :

Q_p = debit puncak banjir (m^3/det)

R_0 = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurun debit, dari puncak sampai 30% dari debit puncak

A = luas daerah pengaliran sampai outlet

C = koefisien pengaliran

Untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan pendekatan rumus berikut :

$$T_p = tg + 0.8t_r \dots\dots\dots(2.14)$$

$$T_{0,3} = \alpha \times tg \dots\dots\dots(2.15)$$

$$T_r = 0.5 \text{ tg sampai } tg \dots\dots\dots(2.16)$$

tg adalah waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam). tg di hitung dengan ketentuan sebagai berikut :

- Sungai dengan panjang alur $L > 15 \text{ km}$: $tg = 0,4 + 0,58 L$
- Sungai dengan panjang alur $L < 15 \text{ km}$: $tg = 0,21 L^{0,7}$

Dengan :

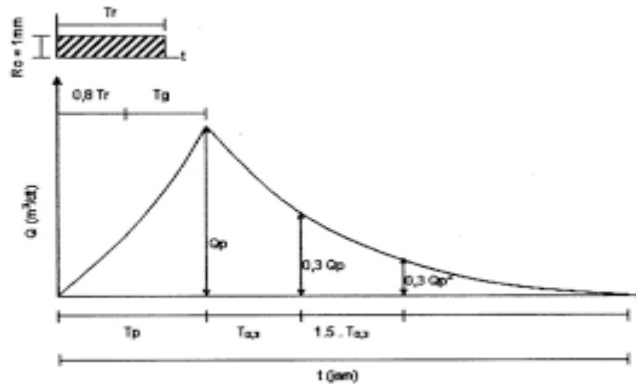
t_r = satuan waktu hujan (jam)

α = parameter hidrograf, untuk

$\alpha = 2 \Rightarrow$ pada daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5 \Rightarrow$ pada bagian naik hidrograf lambat, dan turun

$\alpha = 3 \Rightarrow$ pada bagian naik hidrograf cepat, turun lambat



Gambar2.1 Sketsa Hidrograf Satuan Sintetis Metode Nakayasu

- a. Pada waktu naik : $0 < t < T_p$**

$$Q_p = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} Q_p \dots \dots \dots (2.17)$$

Dimana :

$Q_{(t)}$ = limpasan sebelum mencari debit puncak (m^3)

t = waktu (jam)

- b. Pada kurva turun (*decreasing limb*)**

- a. Selang nilai : $0 \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$

$$Q_t = Q_p \times 0.3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}} \dots \dots \dots (2.18)$$

- b. Selang nilai : $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$Q_{(t)} = Q_p \times 0.3^{\frac{(t-T_p+0.5T_{0,3})}{1.5 \times T_{0,3}}} \dots \dots \dots (2.19)$$

- c. Selang nilai : $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$Q_{(t)} = Q_p \times 0.3^{\frac{(t-T_p+1,5.T_{0,3})}{2,0.T_{0,3}}} \dots \dots \dots (2.20)$$

2.6 Kebutuhan Air Irigasi

Kebutuhan air irigasi adalah sejumlah air yang dibutuhkan untuk keperluan bercocok tanam pada petak sawah ditambahkan dengan kehilangan air pada pola jaringan irigasi. Untuk menghitung kebutuhan air irigasi menurut rencana pola tata tanam, ada beberapa factor yang perlu diperhatikan adalah sebagai berikut :

- a. Pola tanam yang diusulkan
- b. Kebutuhan air pada petak sawah
- c. Luas areal yang akan ditanami
- d. Efisiensi irigasi

Penentuan jumlah kebutuhan air irigasi dapat dilakukan dengan langkah – langkah sebagai berikut :

- a. Perhitungan Evapotranspirasi Potensial, dengan menggunakan Metode penman (Poedjiraharjo).

$$Eto = c \times [w \times Rn + (1 - w) \times (f(t) \times (ea - ed))] \dots (2.21)$$

Dimana :

ETo = Evapotranspirasi tanaman (mm/hari)

w = Faktor temperature

Rn = Radiasi neto ekuivalen dengan evaporasi (mm/hari)

$F(u)$ = Fungsi pengaruh hujan

$(ea - ed)$ = Perbedaan antara tekanan uap penjujukan pada rata – rata temperatur udara dengan tekanan uap sesungguhnya dari pada udara tersebut (mbar)

C = Faktor penyesuaian untuk mengimbangi pengaruh keadaan cuaca siang dan malam

- b. Koefisien pertumbuhan tanaman, angka yang menunjukan tingkat besarnya kebutuhan air irigasi untuk tiap periode penanaman.
Koefisien tanaman untuk masing – masing jenis tanaman sangat berbeda dan tergantung pada :

- Macam tanaman : padi, jagung, tebu, sayuran dan lain-lain
- Macam varietas dan umur tanaman
- Masa pertumbuhan

Harga koefisien tanaman padi dan palawija di Indonesia ditentukan oleh prosida dan Nedeco. Koefisien tanaman untuk padi dan palawija dengan periode 10 harian adalah sebagai berikut :

Tabel 2.2

Koefisien Tanaman

% Tanaman	Umur	K			
		Padi	Palawija		
			Kacang Buncis	Kacang Tanah	Jagung Kedelai
0		1.08	0.20	0.14	0.20
10		1.18	0.30	0.25	0.30
20		1.27	0.40	0.34	0.47
30		1.38	0.65	45.00	0.65
40		1.42	0.89	0.55	0.80
50		1.40	0.90	0.61	0.90
60		1.31	0.90	0.65	0.90
70		1.22	0.80	0.63	0.84
80		1.11	0.79	0.6	0.73
90		1.02	0.54	0.45	0.60
100		0.94	0.20	0.31	0.51

Sumber : Koefisien tanaman padi dan palawija oleh Prosida dan Nedeco

- c Perhitungan Kebutuhan air tanaman, jumlah air yang dibutuhkan untuk pertumbuhan tanaman .

Untuk mengetahui besarnya kebutuhan air untuk tanaman dapat diperoleh dengan mengalikan besarnya Evapotranspirasi dengan harga koefisien tanaman

$$Cu = Eto \times K \dots\dots\dots(2.22)$$

Dimana :

Cu = kebutuhan air tanaman (mm)

Eto = evapotranspirasi (mm/hari)

K = koefisien tanaman

- d. Perlokasi lahan, perjalanan air kebawah dari daerah tidak jenuh (Soemarno, 1987 : 80).

Menurut hasil penelitian dilapangan untuk berbagai jenis tanah dengan tanah bagian atas (*topsoil*) dengan ketebalan 50 cm dari atas permukaan tanah dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 2.3
Angka perkolasi

Angka perkolasi		
Tekstur tanah	Padi (mm/hari)	Palawija (mm/hari)
Tanah lunak	1	2
Tanah sedang	2	4
Tanah keras	3	10

Sumber: Angka Perkolasi (Soemarto, 1987 :80)

- e. Penentuan kebutuhan air untuk pengolahan tanah dan persemaian.

Berdasarkan pengalaman maka dikemukakan beberapa asumsi – asumsi sebagai berikut (Poedjiraharjo.):

- Padi musim hujan 200 mm
- Padi musim kemarau 150 mm
- Palawija (bila diperlukan) 75 mm

Kebutuhan air untuk persamaian akan diestimasikan menurut keadaan – keadaan sebagai berikut :

- Luas sawah yang diperlukan untuk pembibitan (bedengan) 5% dari luas sawah seluruhnya
- Lama persemaian adalah 20 hari
- Kebutuhan air selama 20 hari

Pengolahan petak persamaian = 150 mm

Evapotranspirasi = α mm/hari x 20 hari

Nilai perkolasi = β mm/hari x 20 hari

Total = $150 + 20 (\alpha + \beta)$ mm

- f. Perhitungan curah hujan efektif, curah hujan yang dapat dipergunakan secara langsung untuk pertumbuhan tanaman.

Untuk menghitung curah hujan efektif didasarkan pada hasil perhitungan tahunan dasar perencanaan (*basic year*) dengan rumus sebagai berikut :

$$R_{80} = \frac{n}{5} + 1 \dots \dots \dots (2.23)$$

Dimana :

R_{80} = curah hujan diramalkan 80% akan terjadi atau tidak terpenuhi 20%

n = jumlah periode tahun pengamatan hujan

- g. Penentuan efisien irigasi, angka perbandingan dan jumlah air nyata yang terpakai untuk kebutuhan pertumbuhan tanaman dengan jumlah air yang keluar dari pintu pengambilan.

Efisien irigasi secara keseluruhan dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 2.4
Efisiensi Irigasi

Efisiensi irigasi	padi	Tegal (Tanah berat)	Tegal (Tanah sedang)
▪ Efisiensi penyaluran air	80	80	80
▪ Efisiensi pemberian air	100	80	70
▪ Efisiensi secara keseluruhan	80	64	56

Sumber : Ir. Didik Poerdjirahardjo, keb air untuk tanaman p – 32

- h. Perhitungan kebutuhan air disawah, didasarkan pada kesetimbangan air yang dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut (Didik Poedjiraharjo, kebutuhan air irigasi untuk tanaman)

- Untuk tanaman padi

$$NWR = ET_c + NR + LR + PR - ER \dots\dots\dots(2.24)$$

- Untuk tanaman palawija

$$NWR = ET_c + NR - ER \dots\dots\dots(2.25)$$

Dimana :

NWR = kebutuhan air disawah (mm)

ET_c = kebutuhan air untuk tanaan (mm)

NR = kebutuhan air untuk pembibitan

LR = kebutuhan untuk pengolahan tanah (mm)

PR = nilai perkolasi

ER = curah hujan efektif

- i. Pola tanam, penjadwalan tanam dan jenis tanaman yang diterapkan pada suatu jaringan irigasi supaya dapat memanfaatkan air irigasi seefektif dan seefisien mungkin sehingga tanaman dapat tumbuh dengan baik.

Secara umum pola tata tanam dimaksudkan untuk :

- Menghidari ketidak seragaman tanaman
- Melaksanakan waktu tanam sesuai dengan jadwal tanam yang telah ditentukan
- Menghemat air irigasi

- j. Perhitungan kebutuhan irigasi

Kebutuhan air irigasi yang perlu disediakan pada pintu pengambilan dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Dr = \frac{NWR}{Eff} \times A \dots \dots \dots (2.26)$$

Dimana :

Dr = kebutuhan air irigasi pada pintu pengambilan

NWR = kebutuhan irigasi pada lahan pertanian

A = luas areal irigasi yang akan diairi (Ha)

Eff = efisiensi irigasi

2.7 Analisis Sedimentasi

Sedimentasi sebagai penyebab utama berkurangnya fungsi layanan Embung didefinisikan sebagai penumpukan bahan sedimen disuatu lokasi akibat terjadinya erosi baik, erosi permukaan, maupun erosi tebing yang terjadi di daerah tangkapan air dan terbawa oleh aliran air sampai ke lokasi tersebut (*Guntoro, PJ dan Lukito, 1993*)

Sebagian besar masalah erosi disebabkan oleh factor air, meskipun angin dapat juga menyebabkan erosi. Erosi dan sedimentasi merupakan masalah yang berkaitan satu sama lain (*Soemarto, 1987*).

Factor – factor yang mempengaruhi daerah sedimentasi di daerah pengaliran sungai adalah :

1. Cakupan areal daerah pengaliran
2. Kondisi geologi daerah pengaliran
3. Kondisi topografi
4. Kondisi meteorology
5. Karakteristik hidrolika sungai
6. Vegetasi pada daerah pengaliran
7. Kegiatan manusia
8. Karakteristika embung

Sedimen yang terbawa oleh sedimen air secara umum terdiri dari dua model wash load yang berasal dari aliran sungai, dan bed load yang berasal dari alur sungai

Berdasarkan penyelidikan lapangan secara umum erosi permukaan dari daerah pengaliran merupakan factor yang dominan terhadap sedimentasi.

Embung secara umum berfungsi untuk menampung kelebihan air pada saat debit tinggi dan melepaskannya pada saat dibutuhkan. Meskipun demikian aliran yang memasuki embung terutama pada saat banjir tidak hanya terdiri dari air tetapi juga membawa bahan sedimen yang kemudian

akan mengendap didalam embung karena kecepatan aliran tidak mampu lagi untuk membawanya.

Pendekatan terbaik menghitung laju sedimentasi adalah dengan pengukuran sedimen transport di lokasi tapak embung. Pekerjaan ini telah beberapa dilakukan dan menghasilkan *rating curve* sedimen layang, yang merupakan hubungan antara debit sungai dan kandungan sedimen layang. Sedangkan untuk kandungan *bed load* diasumsikan antara 10 – 15% dari kandungan sedimen layang yang terukur

2.8. Faktor panjang dan kemiringan lereng (LS)

Factor indeks topografi L dan S masing – masing mewakili pengaruh panjang dan kemikiringan lereng terhadap besarnya erosi. Panjang lereng mengacu pada aliran permukaan yaitu lokasi berlangsungnya erosi dan kemungkinan terjadinya deposisi sedimen. Pada umumnya kemiringan lereng diperlukan sebagai faktor yang seragam.

Faktor yang seragam lereng (L) didefinisikan secara matematik sebagai berikut :

$$L = (1/22 \times 1)^m \dots\dots\dots (2.27)$$

Dimana :

l = panjang kemiringan lereng (m)

m = angka eksponen yang dipengaruhi oleh interaksi antara panjang lereng dan kemiringan lereng dan dapat juga dipengaruhi oleh karakteristik tanah, tipe vegetasi. Angka eksponen tersebut bervariasi dari 0.3 untuk lereng yang panjang dengan kemiringan lereng kurang lebih dari 0.5% sampai 0.6% untuk lereng lebih pendek dengan kemiringan lereng lebih dari 10%. Angka eksponen rata – rata yang umumnya dipakai adalah 0.5

Sedangkan faktor kemiringan (S) didefinisikan secara matematis sebagai berikut :

$$S = (0,43 + 0.30s + 0,4s^2)/6,61.....(2.28)$$

Dimana :

S = kemiringan lereng actual (%)

Komponen panjang dan kemiringan lereng (L dan S) diintegrasikan menjadi factor LS dan dihitung dengan rumus :

$$LS = L^{\frac{1}{2}}(0,00138S^2 + 0.00965S + 0.0138).....(2.29)$$

Dimana :

L = panjang lereng (m)

S = kemiringan lereng (%)

2.9 Perencanaan teknis embung

Sehubungan dengan fungsi utama sebuah embung adalah untuk menyediakan tampungan air, maka ciri fisiknya yang paling penting adalah kapasitas tampungan air, kapasitas yang bentuknya beraturan dapat dihitung dengan rumus – rumus menghitung volume benda padat. Sedangkan kapasitas embung pada kedudukan alamiahnya biasanya harus didasarkan pada pengukuran topografi (*Linsey et al, 1989 : 144*)

Dalam kondisi tersebut kapasitas embung sudah tertentu, yang menjadi persoalan adalah menetapkan jumlah pengambilan dari embung tersebut (*Sudjarwadi, 1989:59*). Hasil pengambilan air dalam hal ini adalah jumlah dari volume tampungan yang dapat dimanfaatkan ditambahkan dengan aliran masuk yang bermanfaat selama periode kritis.

2.9.1 Kapasitas Tampungan Embung

Debit andalan embung dengan berbagai kapasitas dapat diperkirakan dengan adanya data sintesis. Embung dikatakan handal jika dapat memenuhi kebutuhan sepanjang tahun selama umur rencana. Umur rencana embung

umumnya berkisar antara 50 – 100 tahun, yaitu pada saat sedimen mencapai tinggi muka air maksimum.

Dalam analisa perlu dianalisa dalam hubungan antara produksi dan kapasitas kontruksi embung dan interval waktu tertentu. Untuk keperluan perencanaan maupun pengoperasian perlu diketahui karakteristik embung, seperti hubungan antara elevasi air, volume tampungan dan luas genangan (*Ir. Sudibyo, 1993:227*)

2.9.2 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Fungsi dari bangunan pelimpah adalah untuk mengalirkan debit yang tidak dapat ditampung oleh waduk sehigga limpasan air tidak terjadi diatas tubuh embung. Tipe dan dimensi pelimpah ditentukan berdasarkan besarnya tampungan efektif embung.

Penelusuran banjir yang dihitung untuk mengetahui besarnya hidrograf limpasan banjir yang mungkin terjadi pada pelimpah yang dilalui setelah melalui tampungan pada waduk sama dengan selisih antara inflow dan outflow (*CD.Soemarno, 1989:188*)

$$I - Q = ds/dt \dots\dots\dots(2.30)$$

Dimana :

- I = rata – rata inflow (m^3/dtk)
- Q = rata – rata outflow (m^3/dtk)
- S = simpanan air (m^3)
- T = tenggang waktu (jam)

Kalau periode penelurusan diubah dari dt menjadi Δt maka:

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$$

$$ds = S_2 - S_1$$

sehingga rumus dapat diubah menjadi :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \frac{Q_1 + Q_2}{2} S_2 - S_1$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \left(\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} \right) = \left(\frac{S_2}{\Delta t} - \frac{Q_2}{2} \right)$$

$$\left(\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} \right) = \Psi \text{ dan } \left(\frac{S_2}{\Delta t} - \frac{Q_2}{2} \right) \varphi$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \Psi = \varphi \dots \dots \dots (2.31)$$

Debit yang melalui pelimpah dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q = C \times B \times H^{2/3} \dots \dots \dots (2.32)$$

Dimana :

Q = rata – rata outflow (m^3/dtk)

C = variabel koefisien debit

B = lebar pintu evektif (m)

H = tinggi muka air tampungan (m)

2.9.3 Data Tanah Timbunan dan Pondasi (Geologi)

Bahan timbunan atau tubuh embung dari lempung. Secara umum karakteristik lempung adalah muda mengembang (*swelling*) apabila basah dan menyusut (*shrinkage*) jika kering, sehingga dapat menurunkan kekuatan geser (*shear streng*) material itu sendiri.

Karakter tanah bahan timbunan diketahui dengan melakukan pengambilan sample terganggu (*disturbed*) dari masing – masing sumur uji. Parameter yang diuji adalah kadar air asli, berat jenis, analisa besar butir, batas *atterberg*, kompaksi standart, triaksial, konsolidasi dan permeabilitas.

Parameter bahan timbunan diperlukan terutama untuk analisa kemiringan lereng (*slope stability analysis*) dan untuk analisa pemadatan saat pelaksanaan.

Untuk analisa pemadatan saat pelaksanaan, umumnya toleransi yang diperkenankan adalah sebesar $\pm 3\%$ untuk kadar air optimum dan 95 % untuk berat isi maksimum. Untuk mencapai kadar air optimum dan berat isi maksimum dilapangan perlu dilakukan pengujian pemadatan (*Trialembankment*) sehingga dapat diketahui jenis dan bobot peralatan yang digunakan serta jumlah lintasan yang optimum.

Kondisi geologi lokasi penyelidikan diketahui dengan pengamatan geologi permukaan dan bawah permukaan. Pengamatan geologi permukaan dilakukan melalui pemetaan geologi permukaan dengan cara mengamati karakteristik material (tanah/batuan). Sedangkan pengamatan – pengamatan geologi bawah permukaan dilakukan melalui pemboran inti dan sumuran uji. As embung berada pada suatu lembah perbukitan dengan dasar relatif datar dan kemiringan lereng relatif sedang – curam. Dasar lembah dimana alur sungai bendo terdapat, alur sungai memiliki lebar 17 meter.

2.9.4 Tipe Tubuh Embung

Tubuh embung didesai dalam beberapa tipe yaitu :

- a. Tipe urugan homogen
- b. Tipe urugan majemuk
- c. Tipe pasangan batu atau beton
- d. Tipe komposit

Pemilihan tipe embung tersebut diatas tergantung dari jenis pondasi, panjang/bentuk lembah, dan bahan bangunan yang tersedia ditempat. Aspek bahan bangunan dan pondasi terhadap desain embung. Tubuh embung bertipe urugan (homogen dan majemuk) dapat dibangun pada pondasi tanah atau batu, sedangkan tipe pasangan batu atau beton hanya dapat dibangun pada pondasi batu. Disamping itu tipe pasangan batu atau beton karena mahal hanya disarankan bila lembah sempit (*berbentuk V*) dimana kedunya tebingnya curam dan terdiri dari material batu. Bilamana lembah panjang atau lebar dan terdiri dari material batu maka tubuh embung akan lebih murah bilamana dipilih tipe komposit (*Ibnu kasino, Dkk, 1987:5.5*) dalam perencanaan embung ini direncanakan tipe urugan tanah (*homogen*) yang dilengkapi dengan drainase horizontal pada kaki tubuh embung dibagian hilir. Drainase ini diperlukan untuk menurunkan garis depresi, karena semakin rendah garis depresi dibagian hilir tubuh embung tipe homogeny, ketahanan terhadap gejala longsor akan semakin meningkat, embung urugan masih dibagi menjadi tiga jenis :

- Embung urugan serba sama (*Homogeneous Dams*)
- Embung urugan berlapis (*Zona Dams, Rokfill Dams*) adalah embung urugan yang terdiri dari beberapa lapisan kedip air, lapisan batu, lapisan batu teratur dan lapisan pengering.

- Embung urugan dengan lapisan kedap air dimuka adalah embung urugan batu berlapis – lapis yang lapisan kedap airnya terletak disebelah hulu embung

Tabel 2.5

Kesesuaian Antara Tipe Tubuh Embung dengan Jenis Fondasi, Lembah, dan Bahan Bangunan

Tipe Tubuh Embung	Jenis Fondasi	Ukuran Lembah	Jenis Bahan Bangunan
1. Urugan	1. Batu 2. Tanah	1. Lebar 2. Sempit	1. Lempung atau tanah berlempung 2. Pasir sampai Batu Pecah
2. Beton/Pasangan	Batu	Sempit	Pasir sampai batu
3. Komposit	Batu	Lebar	1. Lempung atau tanah berlempung 2. Pasir sampai Batu Pecah

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil Untuk Daerah Semi Kering di Indonesia

2.9.5 Lebar Puncak Embung

Lebar puncak embung/mercu embung diambil sebagai berikut :

Tabel 2.6
Lebar Puncak Tubuh Embung

Tipe	Tinggi (m)	Lebar Puncak (m)
Urugkan	1. $\leq 5,00$	2,00
	2. 5,00 - 10,00	3,00
Pasangan Batu/Beton	Sampai maksimal 7,00	1,00

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil Untuk Daerah Semi Kering di Indonesia

Apabila puncak urugan akan digunakan untuk lalu lintas umum, maka dikiri dan kanan badan jalan diberi bahu jalan masing – masing selebar 1,00m.

Sedangkan puncak tubuh embung tipe pasangan/beton tidak disarankan untuk lalu lintas karena biaya konstruksi akan menjadi terlalu mahal.

2.9.6 Kemiringan Lereng Embung

Kemiringan lereng harus ditentukan sedemikian rupa agar stabil terhadap longsor. Hal ini sangat tergantung pada jenis material urugan yang hendak dipakai. Kestabilan urugan harus diperhitungkan terhadap surut cepat muka air kolam, dan rembesan langgeng, serta harus tahan terhadap gempa. Dengan pertimbangan hal diatas mengambil koefisien gempa 0,15 g diperoleh kemiringan urugan yang disarankan seperti tabel berikut. Stabilitasnya dihitung dengan menggunakan metode A.W.Bishop, sedangkan parameter urugannya diperoleh dengan pengujian di laboratorium.

Tabel 2.7
Tinggi Jagaan Embung

Material Urugkan	Material Utama	Kemiringan Lereng Vertikal : Horisontal	
		Udik	Hilir
1. Urug Hilir	CH	1 : 3,00	1 : 2,25
	CL		
	SC		
	GC		
	GM		
	SM		
2. Urugan Majemuk			
2.1 Urugan batu dengan inti lempung dan dinding diapragma	Pemecah batu	1 : 1,50	1 : 1,25
2.2 Kerikil-Kerakal dengan inti Lempung atau dinding diapragma	Kerikil-kerakal	1:2,50	1 : 1,75

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil Untuk Daerah Semi Kering di Indonesia

2.9.7 Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan adalah jarak vertical antara muka air kolam pada waktu banjir desain (*50 tahun*) dan puncak tubuh embung. Tinggi jagaan pada tubuh embung dimaksudkan untuk memberikan keamanan tubuh embung terhadap luapan karena banjir. Bila hal ini terjadi maka akan terjadi erosi kuat pada tubuh embung tipe urugan.

Dengan mempertimbangkan beberapa faktor seperti kondisi tempat kedudukan embung, karakteristik banjir abnormal, jebolnya embung dan sebagainya, maka tinggi jagaan (*H_f*) dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$H_f \geq \Delta h - h_w \times \frac{h_e}{2} \times h_i \dots \dots \dots (2.33)$$

Dimana :

Δh = tinggi kenaikan muka air embung akibat banjir maksimum

h_w = tinggi ombak akibat tiupan angin

h_e = tinggi ombak akibat gempa

h_a = tinggi kenaikan permukaan air embung apabila terjadi kemacetan pada operasi pintu pelimpah

h_i = tinggi tambahan yang didasarkan pada tingkat kepentingan.

Tinggi jagaan juga dapat ditentukan menurut tipe tubuh embung seperti pada tabel berikut :

Tabel 2.8

Tipe Tubuh Embung	Tinggi Jagaan (m)
1. Urugan Homogen dan Majemuk	0,50
2. Pasangan Batu/Beton	0,00
3. Komposit	0,50

2.9.8 Tinggi Tubuh Embung

Tinggi tubuh embung harus dilakukan dengan mempertimbangkan kebutuhan tampungan air dan keamanan terhadap peluapan oleh banjir. Tinggi tubuh embung dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$H_d = H_k + H_b + H_f \dots\dots\dots(2.34)$$

Dimana :

- | | |
|-------|--|
| H_d | = Elevasi puncak embung |
| H_k | = Elevasi muka air kolam embung pada kondisi penuh (m) |
| H_b | = Tinggi tampungan banjir (m) |
| H_f | = Tinggi jagaan (m) |

Untuk tipe urugan diperlukan cadangan untuk penurunan yang diperkirakan sebesar 0,25 m (*Ibnu Kasino, Dkk, 1987*) sehingga H_d menjadi :

$$H_d = H_k + H_b + H_f + 0,25 \dots\dots\dots(2.35)$$

2.9.9 Bangunan Pelimpah

Secara umum tipe pelimpah yang dapat diterapkan pada embung adalah :

- Pelimpah tipe saluran terbuka
- Pelimpah tipe ogee (*overflow*) dengan peredam energy USBR tipe 1

Pelimpah tipe saluran terbuka dipilih bilamana tubuh embung bertipe urugan. Pelimpah ini harus diletakan terpisah dengan tubuh embung dan dapat dibangun diatas bukit tanah atau batu. Bila mana pondasi berjenis batu sehingga tubuh embung dipilih dari tipe pasangan batu atau beton atau komposit, maka pelimpah akan bertipe ogee. Pelimpah jenis ini dibangun menyatu dengan tubuh embung.

Pelimpah yang sering digunakan berdasarkan pertimbangan nilai ekonomisnya adalah pelimpah tipe saluran terbuka yang digali pada satuan tanah atau satuan batu dibukit tumpu. Tempat pelimpah dipilih pada tempat dimana alirannya tidak akan menyebabkan erosi pada kaki hilir tubuh

embung. Bagian saluran pemasukan pelimpah dapat dibuat datar ataupun dengan kemiringan yang cukup landai. Air dari kolam mengalir bebas ke bagian hilirnya mengikuti kemiringan yang tersedia. Sebagai patokan tetap bagi ketinggian dasar pelimpah, perlu dibuat lantai dari pasangan batu atau beton selebar 0,50 sampai 1,00 meter di udik saluran pemasukan. Pelimpah yang digali pada satuan tanah perlu diberi pelindung terhadap erosi dengan penanaman rumput, namun apabila terpaksa dapat dibuat lapisan pasangan batu atau beton.

Bangunan pelimpah direncanakan mampu melewati debit rencana pada periode ulang 50 tahun Q_{50} (m^3/dtk)

Tinggi muka air diatas pelimpah dihitung dengan rumus (*Suyono, 1989 : p 172*):

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g} \times B_c \times H^{1.5} \cdot H \dots \dots \dots (2.36)$$

Dimana :

Q = Debit (m^3/dtk)

C_d = Koefisien debit

B_c = Lebar efektif mercu

H = Tinggi energy diatas mercu

Tabel 2.9
Kriteria Desain Hidraulik Pelimpah

Parameter	Besaran
1. Kapasitas Pelimpah	Puncak banjir 50 tahunan
2. Tinggi aliran air maksimum disaluran tanah/batu	0,50 m
3. Kecepatan maksimum aliran pada saluran tanah dengan pelindung rumput	0,6 m/dtk
4. Kecepatan aliran pada saluran dengan pelindung pasangan batu atau beton	2 m/dtk - 4 m/dtk
5. Kemiringan saluran dinding pelimpah tanah, untuk maksimum 2,00 m	IH : IV
6. Kemiringan lereng saluran pelimpah batu	IH : 1,5 V

Tabel 2.10

Koefisien Kekesaran Manning Untuk berbagai Jenis Pelindung Pada Pelimpah

Tipe Pelindung Pelimpah	n
1. Rumput	0,030 - 0,25
2. Batu	0,035
3. Rip-Rap	0,0250
4. Pasangan batu/beton	0,0140

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil Untuk Daerah Semi Kering di Indonesia

2.10 Stabilitas Embung

2.10.1 Stabilitas Embung Terhadap Aliran

Konstruksi embung diharuskan mempertahankan diri terhadap gaya – gaya yang ditimbulkan oleh adanya air filtrasi yang mengalir melalui celah – celah antara butiran – butiran tanah pembentuk embung. Untuk mengetahui kemampuan daya tahan embung terhadap gaya – gaya tersebut, maka bangunan embung perlu diperhatikan terhadap :

1. Formasi garis aliran (*Seepage Line Formation*)
2. Kapasitas aliran filtrasi
3. Kemungkinan terjadi gejala sufosi (*piping*) dan boiling (*sembulan*)

2.10.2 Stabilitas Embung Terhadap Longsor

Jebolnya suatu bangunan embung pada umumnya dimulai dengan terjadinya gejala longsor baik pada lereng hulu maupun lereng hilir embung tersebut, yang disebabkan kurangnya stabilitas kedua lereng itu. Karena itu stabilitas lereng merupakan hal yang sangat penting bagi tubuh embung secara keseluruhan.

Analisa stabilitas ini dilakukan dengan metode irisan bidang lancur bundar dari *Felleius* dengan rumus sebagai berikut (*Suyono Sasrodarsono, 1989, 141*) :

$$FS = \frac{\sum [c \times L + (N - U N_e) \tan \phi]}{\sum (T + T_e)} \dots \dots \dots (2.37)$$

$$= \frac{\sum c \times L + \sum [\gamma \times A (\cos \alpha - e \times \sin \alpha) - V]}{\sum \gamma \times A (\sin \alpha + e \times \cos \alpha)} \tan \phi \dots \dots \dots (2.38)$$

Dimana :

- N = beban komponen vertical yang timbul dari berat setiap irisan bidang lurus ($\gamma \times A \sin \alpha$)
- E = intensitas seismes horizontal
- F_s = faktor keamanan
- N_e = komponen vertical beban seismes yang bekerja pada tiap irisan bidang lurus ($e \times \gamma \times A \times \sin \alpha$)
- A = luas dari tiap bahan pembentuk irisan bidang lurus
- ϕ = sudut gesekan dalam bahan yang membentuk dasar tiap irisan bidang lurus
- T_e = komponen vertical beban seismes yang bekerja pada setiap irisan bidang lurus ($e \times \gamma \times A \times \sin \alpha$)
- T = beban komponen tangensial yang timbul dari setiap berat irisan bidang lurus ($e \times \gamma \times A \times \sin \alpha$)
- Z = lebar setiap irisan lurus
- V = tekanan pori
- U = tekanan air pori yang bekerja pada setiap irisan bidang lurus
- γ = berat dari setiap bahan yang membentuk
- α = sudut kemiringan rata – rata dasar setiap irisan bidang lurus

Sebenarnya dalam perhitungan stabilitas lereng embung harus ditinjau dari berbagai titik koordinat lingkarang bidang longsor, sehingga dapat diperoleh factor keamanan yang minimum, dimana titik koordinat ini merupakan titik koordinat lingkarang bidang longsor yang paling kritis.

Tabel 2.11
Harga longsor cara Fillenius

Kemiringan lereng	β (°)	α_1 (°)	α_2 (°)
1 : 1,0	45	28	37
1 : 1,5	33,68	26	37
1 : 2,0	26,57	25	35
1 : 3,0	18,43	25	35
1 : 5,0	11,32	25	37

sumber : Braja M - das jilid 2,180

Konstruksi Fillenius :

1. Berdasarkan kemiringan lereng yang telah ditentukan, dapat diperoleh α_1 dan α_2 dengan menggunakan tabel 4.11
2. Dari kedua sudut tersebut ditarik garis pertemuan titik 0
3. Dari titik 0 ditarik garis tegak lurus sampai dasar bangunan, setelah itu dibuat bidang luncur dari lereng tersebut.
4. Setelah itu bidang luncur dibagi beberapa bagian irisan vertical dan walaupun bukan persyaratan yang mutlak, biasanya setiap irisan lebarnya sama
5. Gaya – gaya yang bekerja dalam setiap irisan bidang luncur digambarkan sebagai berikut :
 - 1) Berat irisan (W) dihitung berdasarkan hasil perkalian antara luas irisan (A) dengan berat isi bahan pembentuk irisan (γ), jadi $W = A \times \gamma$
 - 2) Berat komponen vertical yang bekerja pada dasar irisan bidang (N) dapat diperoleh dari hasil perkalian berat irisan (W) dengan cosinus sudut rata – rata tumpuan (α) pada dasar irisan yang bersangkutan, jadi $N = W \times \cos \alpha$

- 3) Beban komponen tangensial (T), diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (W) dengan sinus sudut rata – rata tumpuan pada dasar irisan yang bersangkutan, jadi $T = W \times \sin \alpha$
- 4) Beban dari tekanan hidrostatik yang bekerja pada dasar irisan (U) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara panjang dasar irisan (b) dengan tekanan air rata – rata ($u/\cos \alpha$) pada dasar irisan tersebut, jadi $U = (u \times b)/\cos \alpha$

Stabilitas daerah genangan ditinjau dari beberapa kondisi yaitu :

1. Pada saat embung kosong ditinjau pada kondisi normal dan gempa dengan intensitas gempa horizontal.
2. Pada saat embung penuh ditinjau pada kondisi normal dan gempa dengan intensitas gempa horizontal.
3. Pada saat embung banjir ditinjau pada kondisi normal dan gempa dengan intensitas gempa horizontal.
4. Pada saat terjadi penurunan tiba – tiba ditinjau pada kondisi normal dan gempa dengan intensitas gempa horizontal.

Diharapkan tercapai stabilitas tubuh embung dengan factor keamanan runtuh lereng $fs \geq 1,25$ (Suyono Sosrodarsono, 1989, 141) atau keruntuhan lereng menunjukkan bahwa :

Tabel 2.12

Hubungan F_s (Angka Keamanan) dengan Kejadian

F_s	Kejadian
$F < 1,07$	Keruntuhan bisa terjadi
$1,07 < F_s < 1,25$	Keruntuhan pernah terjadi
$F_s > 1,25$	Keruntuhan jarang terjadi

Sumber : Joseph E.Bowles, 1984,547

BAB III

METODOLOGI

3.1 UMUM

Untuk perencanaan Embung Raknamo di Kecamatan Amabi Oefeto Kabupaten Kupang, berdasarkan hasil analisis hidrologi dan Klimitologi yang telah diperoleh dengan apa yang diharapkan dari rencana bangunan embung ini, berdasarkan data lapangan yang ada dengan kebutuhan masyarakat harus dilakukan analisis tentang hidrolika dan struktur bangunan.

3.2 Jenis dan sumber Data

1.Data curah hujan

Data curah hujan selama 8 tahun, yang diambil dari stasiun Raknamo.

Dalam perencanaan diperlukan data penunjang yang berupa data primer dan data sekunder.Data primer merupakan data langsung diambil di lokasi pekerjaan, sedangkan untuk data sekunder diperoleh dari instansi terkait dan studi terdahulu.

Data primer yang diperlukan dalam analisa hidrologi adalah sebagai berikut :

- ❖ Kondisi sumber air
- ❖ Pola tanam eksisting
- Data hujan dari Dinas Balai Wilayah Sungai, dalam hal ini data hujan yang dipakai adalah Data Hujan Harian dari Stasiun Raknamo.
- Peta Daerah Aliran Sungai Kali Noel Puames dari Peta Rupa Bumi Skala 1 : 25000.

2.Data topografi

Secara Geografis Embung Raknamo terletak pada :9,19⁰ – 10⁰,57 Lintang selatan dan 121⁰,30 – 124⁰,11 Bujur timur, luas Daerah Aliran Sungai (DAS) kali Noel Puames = 12,37 km², panjang sungai utama (L) = 7,8 m dan luas areal irigasi 1218 Ha.

Penentuan lokasi pekerjaan dan pelaksanaan studi yang sesuai dengan tujuan studi.Survei dan peninjauan lokasi.

1) Survei dan peninjauan lokasi untuk mengetahui kondisi yang sebenarnya di daerah studi sehingga didapatkan data lokasi daerah studi

2) Studi literature

Dilakukan sebagai tambahan dalam mencari materi dan referensi yang berhubungan dengan kegiatan studi.

3) Pengumpulan Data

Mengumpulkan data – data penunjang dalam penyusunan studi ini, diantaranya

- Data Klimatologi
 - Data temperatur udara
 - Kelembapan udara
 - Kecepatan angin
 - Lama penyinaran matahari
- Data Hidrologi
 - Data curah hujan harian
 - Data DAS
 - Peta DAS
 - Luas DAS
 - Panjang sungai

4) Desain Embung

Dari perhitungan debit andalan dan debit banjir rancangan dapat dipakai untuk merencanakan :

- Dimensi Embung
- Stabilitas Embung

5) Membuat saran dan kesimpulan

BAB IV

ANALISA DATA DAN PERHITUNGAN

4.1 Analisa Hidrologi

4.1.1 Curah Hujan Rerata Daerah

Keakuratan data curah hujan disuatu DAS dapat ditunjang dengan penempatan jumlah stasiun yang semakin banyak dan merata didaerah tersebut. Untuk DAS yang kecil umumnya hujan merata diseluruh daerah, sedangkan untuk DAS yang cukup luas maka hujan yang terjadi tidak sama lebatnya, sedangkan stasiun pengukuran curah hujan hanya mencatat curah hujan pada titik tertentu. Dengan demikian akan sulit menentukan besar hujan yang turun diseluruh wilayah DAS serta sulit untuk menentukan hubungan antara besarnya debit banjir dengan curah hujan yang mengakibatkan banjir tersebut.

Hujan rerata daerah dapat dihitung berdasarkan letak stasiun pengamatan curah hujan pada DAS yang ditinjau dengan menggunakan beberapa metode antara lain Metode Rerata Aljabar, Metode Poligon Thiessen, Metode Isohyet. Tetapi pada analisa ini digunakan Metode Rerata Aljabar. Dan data hujan yang dipergunakan pada analisa studi ini adalah stasiun hujan Riang Duadengan data hujan selama sepuluh tahun (10 thn) terakhir, yang kemudian dari data tersebut dilakukan proses analisa sehingga didapatkan besarnya curah

hujan harian maksimum tahunan, dan hasil analisisnya dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.1

Data CurahhujanRerataTahunan

Tahun	MAX
2001	70.5
2002	84
2003	72
2004	63.3
2005	77
2006	360
2007	70
2008	85
2009	68
2010	20.9

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.2 Hitungan Curah Hujan Rancangan

Curah hujan rancangan adalah merupakan curah hujan terbesar tahunan dengan peluang tertentu yang mungkin terjadi disuatu daerah atau hujan dengan kemungkinan periode ulang tertentu.(C.D. Soemarto, 1987).Maka berdasarkan perhiungan hujan maksimum harian rata-rata tahunan diatas dapat dihitung besar curah hujan rencana dengan menggunakan metode Log Pearson Type III.

► Analisa Distribusi Frekuensi

Analisa distribusi frekuensi ini dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan rancangan yang ditetapkan berdasarkan patokan perancangan tertentu. Untuk keperluan analisis ditetapkan curah hujan dengan periode ulang 2, 5, 10, 20, 25, 50 dan 100 tahun. Analisa curah hujan rancangan ini menggunakan beberapa metode berikut:

4.1.2.1 Metode Log Pearson Type III

Metode Log Pearson Type III tidak mempunyai sifat khas yang dapat dipergunakan untuk memperkirakan jenis distribusi ini.

Persamaan distribusi Log Pearson Type III, Mengubah data hujan sebanyak n buah X_1, X_2, \dots, X_i menjadi $\log X_1, X_2, \log \dots X_i$

Tabel 4.2

Perhitungan Parameter Statistik Metode log Person tipe III

no	Tahun	Curah Hujan ,X(mm)	Log X	(LogX - LogXrt)	(LogX - LogXrt) ²	(LogX - LogXrt) ³
1	2001	70.5	1.848189117	-0.031927883	0.00101939	-3.2547E-05
2	2002	84	1.924279286	0.044162286	0.001950308	8.613E-05
3	2003	72	1.857332496	-0.022784504	0.000519134	-1.18282E-05
4	2004	63.3	1.80140371	-0.07871329	0.006195782	-0.00048769
5	2005	77	1.886490725	0.006373725	4.06244E-05	2.58929E-07
6	2006	360	2.556302501	0.676185501	0.457226831	0.309170154
7	2007	70	1.84509804	-0.03501896	0.001226328	-4.29447E-05
8	2008	85	1.929418926	0.049301926	0.00243068	0.000119837
9	2009	68	1.832508913	-0.047608087	0.00226653	-0.000107905
10	2010	20.9	1.320146286	-0.559970714	0.3135672	-0.175588449
Jumlah		970.7	18.80117	2.44249E-15	0.786442806	0.133105016
Rerata		97.07	1.880117	0.062218968	0.142989601	0.024200912
Max		360	2.556302501	0.676185501	0.457226831	0.309170154
Min		20.9	1.320146286	-0.559970714	4.06244E-05	-0.175588449
Deviasi		0.295605369				
Cs		0.013				

Sumber : Hasil Perhitungan

$$\begin{aligned}
\text{Log } \bar{X} &= \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log } X_i}{n} \\
&= \frac{18,8011}{10} \\
&= 1,88011 \\
\text{Sd} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \log \bar{X})^2}{n-1}} \\
&= \sqrt{\frac{1,933}{10-1}} \\
&= 0.2956
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Cs} &= \frac{n \sum_{i=1}^n (\log \bar{X} - \log X_i)^3}{(n-1)(n-2) \cdot (\text{Sd}')^3} \\
&= \frac{10 \cdot (-1,148)}{(10-1)(10-2)(0,843)^3} \\
&= 0.013
\end{aligned}$$

Analisa Hujan Rancangan Periode Ulang 10 Tahun

$T = 10 \text{ th}$; $G = 1.4082$ (Nilai G diambil dari Tabel 4.3)

$$\begin{aligned}
\log X_{10th} &= 10^{\log \bar{X}} \\
&= 10^{(1.4082)}
\end{aligned}$$

$$X_{(mm)} = 79.063 \text{ mm}$$

Tabel 4.3

Perhitungan curah hujan rancangan Metode Log Person Tipe III dengan beberapa periode ulang

T	P(%)	Cs	G	LogX	X(mm)
2	50	0.013	0.0755	1.8811	76.0457
5	20	0.013	1.0286	1.8932	78.1915
10	10	0.013	1.4082	1.8980	79.0630
20	5	0.013	1.6293	1.9008	79.5749
25	4	0.013	1.6735	1.9013	79.6777
50	2	0.013	1.7851	1.9028	79.9377
100	1	0.013	1.8454	1.9035	80.0786

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1. 2. 2 Uji secara horisontal dengan Smirnov – Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametrik test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu, maka uji ini digunakan pada daerah studi.

Tabel 4.4

Tabel Uji Smirnov-Kolmogorof

No.	Tahun	X	Log X	G	m	S _n (X)	Pr	Px (X)	Δ
									P _x (X) - S _n (X)
1	2010	20.9	1.3201	-1.8943	1	0.0909	0.9499	0.0501	0.0408
2	2004	63.3	1.8014	-0.2663	2	0.1818	0.7524	0.2476	0.0658
3	2009	68	1.8325	-0.1611	3	0.2727	0.6873	0.3127	0.0400
4	2007	70	1.8451	-0.1185	4	0.3636	0.5621	0.4379	0.0743
5	2001	71	1.8482	-0.1080	5	0.4545	0.5588	0.4412	0.0133
6	2003	72	1.8573	-0.0771	6	0.5455	0.5489	0.4511	0.0943
7	2005	77	1.8865	0.0216	7	0.6364	0.5173	0.4827	0.1536
8	2002	84	1.9243	0.1494	8	0.7273	0.4768	0.5232	0.2040
9	2008	85	1.9294	0.1668	9	0.8182	0.4713	0.5287	0.2895
10	2006	360	2.5563	2.2875	10	0.9091	-0.1963	1.1963	0.2872
Δ Maks.									0.2895

Sumber : Hasil Perhitungan

Rerata Log X	=	1.8801
Standar Deviasi (S)	=	0.2956
D Maks.	=	0.2895
N (jumlah data)	=	10
a (derajat kepercayaan)	=	5%
D Kritis	=	0.4090
D Maks. < D Kritis	=	0,1077 < 0,318(O.K)
Maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima		

4.2 Analisa Rancangan Debit Banjir Metode Nakayasu

4.2.1 Curahhujan jam - jaman

$$R_T = \frac{R_{24}}{t} \left(\frac{t}{T} \right)^{2/3}$$

Untuk daerah NTT rata rata hujan (t) = 4 jam maka :

$$T_1 = 1 \text{ jam, maka } R_1 = \frac{R_{24}}{4} \left(\frac{4}{1} \right)^{2/3} = 0.63 R_{24}$$

$$T_2 = 2 \text{ jam, maka } R_2 = \frac{R_{24}}{4} \left(\frac{4}{2} \right)^{2/3} = 0.40 R_{24}$$

$$T_3 = 3 \text{ jam, maka } R_3 = \frac{R_{24}}{4} \left(\frac{4}{3} \right)^{2/3} = 0.30 R_{24}$$

$$T_4 = 4 \text{ jam, maka } R_4 = \frac{R_{24}}{4} \left(\frac{4}{4} \right)^{2/3} = 0.25 R_{24}$$

Setelah didapat sebaran hujan jam jaman, kemudian di hitung presentase hujan jam jaman sebagai berikut:

$$R_t = t \cdot R_T - (t - 1) \cdot R_{o(T-1)}$$

Dengan presentase intensitas curah hujan jam jaman, sebagaiberikut :

$$\begin{aligned} 1 \text{ jam } , R_1 &= (1 \times 0.63 R_{24} - \{(1 - 1) \cdot R_0\} \\ &= 0.63 R_{24} - 0 \\ &= 63\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2 \text{ jam } , R_1 &= (2 \times 0.40 R_{24} - \{(2 - 1) \cdot R_0\} \\ &= 0.80 R_{24} - 0.63 \\ &= 17\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3 \text{ jam } , R_1 &= (3 \times 0.30 R_{24} - \{(3 - 1) \cdot R_0\} \\ &= 0.90 R_{24} - 0.40 \\ &= 11\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 4 \text{ jam } , R_1 &= (4 \times 0.25 R_{24} - \{(4 - 1) \cdot R_0\} \\
 &= 1 R_{24} - 0.30 \\
 &= 9\%
 \end{aligned}$$

Hujan rancangan menggunakan hasil perhitungan metode Log Pearson type III

Contoh perhitungan curah hujan jam-jaman untuk Rn2 :

Dengan :

1. Curah hujan Rancangan 2 tahun : 76.045
2. Koefisien Pengaliran : 0.72

$$\begin{aligned}
 Rn \ 2 &= 76.045 \times 0.72 \times 63\% \\
 &= 34.494 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.5

Perhitungan curah hujan jam jaman

jam	Ratio (%)	Rn2 (tahun)	Rn5 (tahun)	Rn10 (tahun)	Rn20 (tahun)	Rn50 (tahun)	Rn100 (tahun)
1	63	34.49434511	35.46764395	35.86296738	36.09517772	36.25972237	36.32363345
2	17	9.307997888	9.570634082	9.677308659	9.739968591	9.784369529	9.801615375
3	11	6.022822163	6.19276323	6.261787956	6.302332618	6.331062636	6.342221714
4	9	4.927763588	5.066806279	5.123281055	5.15645396	5.179960339	5.189090493

Sumber : Hasil Perhitungan

Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Di ketahui

Luas DAS : 38,34 Km²

Panjang Sungai : 15,71 km

Koefisien Pengaliran : 0,72

Curah hujan satuan R₀ : 1 mm

Mencari tenggang waktu antara debit puncak (tg) karena (L) > 15km maka :

- $Tg = 0,4 + 0,058 \times L$

$$= 0,4 + 0,058 \times 15,71$$

$$= 1.30 \text{ jam}$$

- $tr = 0.5 \times Tg \text{ sampai } 1 \times tg \text{ jadi } tg \text{ diambil } 0.6 \times tg$

$$tr = 0.6 \times 1.30$$

$$= 0.78$$

- Mencari tenggang waktu permulaan hujan sampai puncak banjir (Tp)

$$Tp = Tg + 0.8 \times tr$$

$$= 1.30 + (0.8 \times 0.78)$$

$$= 1.924 \text{ jam}$$

- Parameter α antara 0.5 samapai dengan 3 dengan interval 0.5

$$\alpha = \frac{0.47 \times (A \times L)^{0.25}}{Tg} = \frac{0.47 \times (38.34 \times 15.71)^{0.25}}{1.30}$$

$$= 1.791 \text{ m}^3/\text{detik}$$

- Mencari penurunan debit dari puncak sungai 30% ($T_{0.3}$)

$$\begin{aligned} T_{0.3} &= \alpha \times Tg \\ &= 1.791 \times 1.3 \\ &= 2.33 \text{ jam} \end{aligned}$$

- Mencari debit puncak (Qp)

$$\begin{aligned} Qp &= \frac{A \times R0 \times C}{3.6 \times (0.3 \times Tp + T_{0.3})} = \frac{38.34 \times 1 \times 0.72}{3.6 \times (0.3 \times 1.924 + 2.33)} \\ &= 6.2625 \text{ m}^3/\text{detik/mm} \end{aligned}$$

- Menentukan banjir rancangan dengan cara sebagai berikut

- Untuk menentukan lengkung naik dengan $0 < t < Tp$ atau $0 < t < 1.924$

$$Qa = Qp \times \left(\frac{t}{Tp} \right)^{2.4}$$

$$\begin{aligned} Qa &= 6.2625 \times \left(\frac{1}{2} \right)^{2.4} \\ &= 1.496391 \text{ m}^3/\text{detik/mm} \end{aligned}$$

- Untuk menentukan lengkung turun dengan $Tp < t < (Tp + T_{0.3})$ atau $(1 < t < 4.254)$

$$Qd1 = Qp \times 0.3^{\frac{t-Tp}{T_{0.3}}}$$

$$Qd1 = 6.2625 \times 0.3^{\frac{2-1.924}{2.33}} = 5.54224 \text{ m}^3/\text{detik/mm}$$

- Untuk menentukan lengkung turun dengan $(t_p + T_{0.3}) < t < (T_p + T_{0.3} + 1.5 * T_{0.3})$ atau $(4,254 < t < 7,749)$

$$Qd2 = Qp \times 0.3^{\left\{\frac{(t - T_p + 1.5 \times T_{0.3})}{(1.5 \times T_{0.3})}\right\}}$$

$$Qd2 = 6,2625 \times 0.3^{\left\{\frac{(3 - 1,924 + 1.5 \times 2.33)}{(1.5 \times 2.33)}\right\}}$$

$$= 1,026172 \text{ m}^3/\text{detik/mm}$$

- Untuk menentukan lengkung turun dengan $t > (T_p + T_{0.3} + 1.5 * T_{0.3})$ atau $(t > 7,749)$

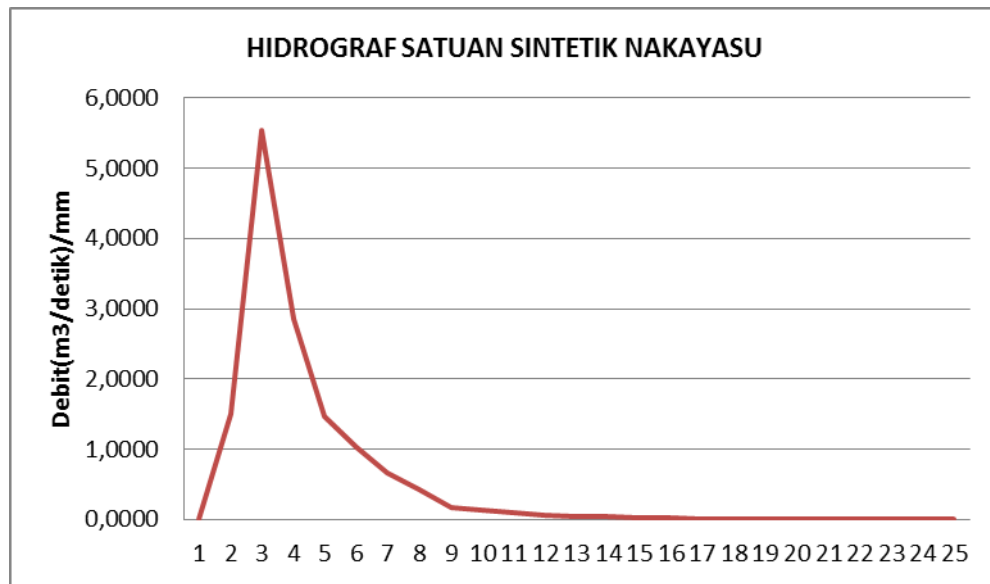
$$Qd3 = Qp \times 0.3^{\left\{\frac{(t - T_p + 1.5 \times T_{0.3})}{(2 \times T_{0.3})}\right\}}$$

$$Qd2 = 6,1480 \times 0.3^{\left\{\frac{(10 - 2 + 1.5 \times 2.33)}{(1.5 \times 2.33)}\right\}}$$

$$= 0,174496 \text{ m}^3/\text{detik/mm}$$

Tabel 4.6
Parameter Hidrograf Satuan Sintetik

t	Qa	Qd1	Qd2	Qd3	Qd
0	0				0,0000
1	1,496391				1,496391
2		5,54224			5,54224
3		2,855978			2,855978
4		1,471718			1,471718
5			1,026172		1,026172
6			0,659579		0,659579
7			0,423948		0,423948
8				0,174496	0,174496
9				0,125262	0,125262
10				0,08992	0,08992
11				0,064549	0,064549
12				0,046337	0,046337
13				0,033263	0,033263
14				0,023878	0,023878
15				0,017141	0,017141
16				0,012305	0,012305
17				0,008833	0,008833
18				0,006341	0,006341
19				0,004552	0,004552
20				0,003267	0,003267
21				0,002346	0,002346
22				0,001684	0,001684
23				0,001209	0,001209
24				0,000868	0,000868
<i>Hasil: Perhitungan</i>					

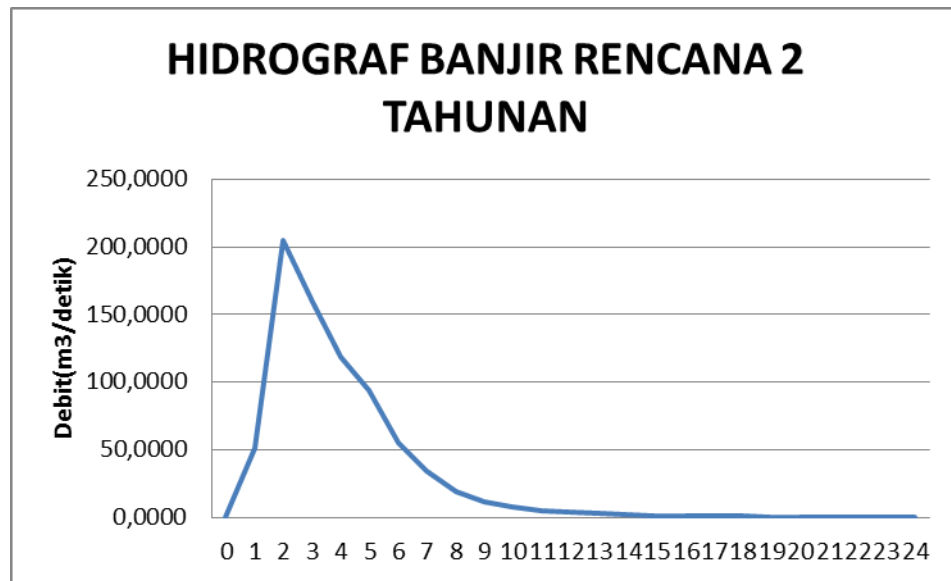


Gambar 4.1 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Berdasarkan perhitungan maka akan dilanjutkan dengan analisa Ordinat banjir rancangan periode 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun, 20 tahun, 50 tahun, 100 tahun serta pembuatan grafik hubungan antara debit dan waktu pengaliran adalah sebagai berikut :

Tabel 4.7

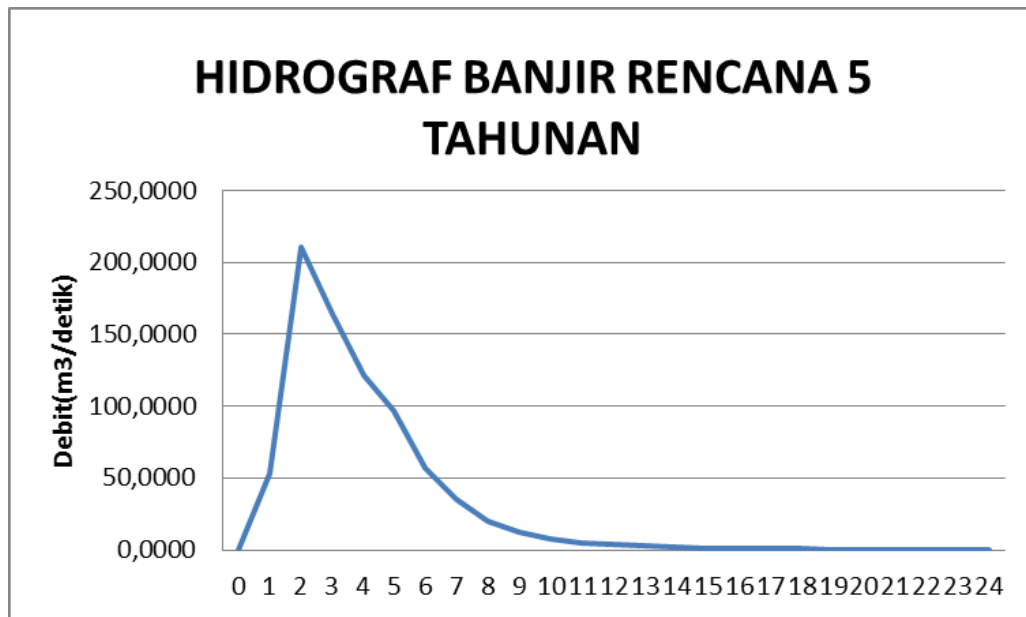
ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 2 TAHUN							
t	Q(m3/dt)	Curah Hujan Jam-Jaman				Base Flow	Q banjir (m3/dtk)
		R1	R2	R3	R4		
		34,49435	9,307998	6,022822	4,927764		
0	0,0000	0	0	0	0	0,098	0,0980
1	1,4964	51,61703	0	0	0	0,098	51,7150
2	5,5422	191,1759	13,9284	0	0	0,098	205,2023
3	2,8560	98,5151	51,58716	9,012497	0	0,098	159,2127
4	1,4717	50,76594	26,58344	33,37993	7,373861	0,098	118,2011
5	1,0262	35,39713	13,69875	17,20105	27,31085	0,098	93,7058
6	0,6596	22,75173	9,551606	8,863894	14,07359	0,098	55,3388
7	0,4239	14,62382	6,139356	6,180451	7,252277	0,098	34,2939
8	0,1745	6,01913	3,94611	3,972524	5,056733	0,098	19,0925
9	0,1253	4,320843	1,62421	2,553365	3,250247	0,098	11,8466
10	0,0899	3,101725	1,165942	1,050959	2,089117	0,098	7,5057
11	0,0645	2,226579	0,836973	0,754433	0,859876	0,098	4,7758
12	0,0463	1,598354	0,600823	0,541571	0,617263	0,098	3,4560
13	0,0333	1,147381	0,431302	0,388768	0,443104	0,098	2,5085
14	0,0239	0,82365	0,309611	0,279078	0,318083	0,098	1,8284
15	0,0171	0,591258	0,222255	0,200336	0,228336	0,098	1,3402
16	0,0123	0,424436	0,159546	0,143812	0,163912	0,098	0,9897
17	0,0088	0,304682	0,11453	0,103236	0,117664	0,098	0,7381
18	0,0063	0,218717	0,082216	0,074108	0,084465	0,098	0,5575
19	0,0046	0,157006	0,059019	0,053198	0,060634	0,098	0,4278
20	0,0033	0,112707	0,042367	0,038189	0,043526	0,098	0,3348
21	0,0023	0,080907	0,030413	0,027414	0,031245	0,098	0,2680
22	0,0017	0,058079	0,021832	0,019679	0,022429	0,098	0,2200
23	0,0012	0,041692	0,015672	0,014127	0,016101	0,098	0,1856
24	0,0009	0,029929	0,01125	0,010141	0,011558	0,098	0,1609
Hasil: Perhitungan							



Gambar 4.2 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 2 tahunan

Tabel 4.8

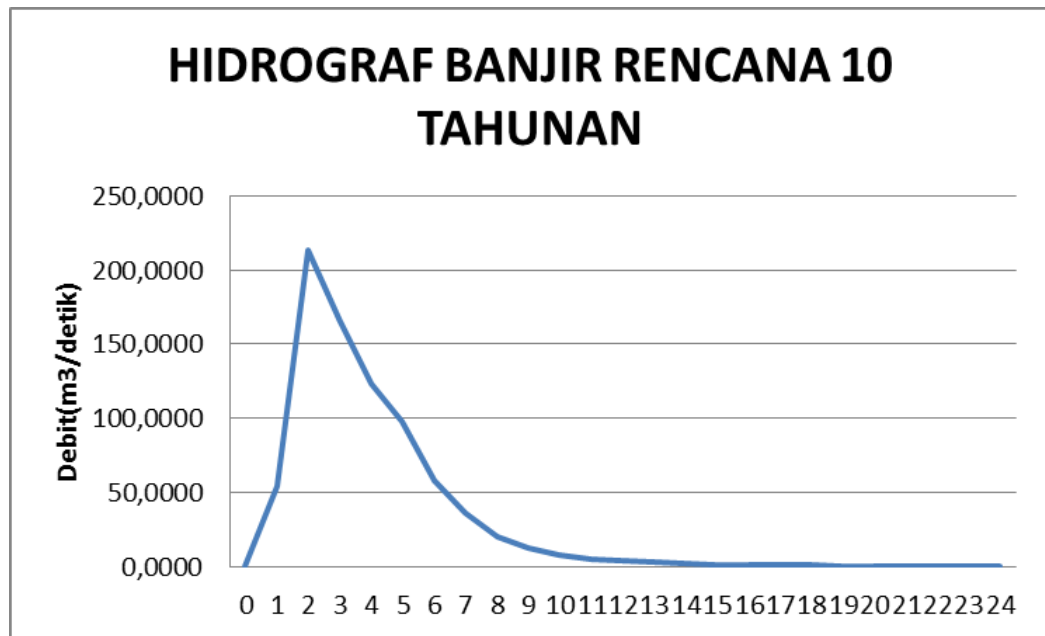
ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 5 TAHUN							
t	Q(m3/dt)	Curah Hujan Jam-Jaman				Base Flow	Q banjir (m3/dtk)
		R1	R2	R3	R4		
		35,46764	9,570634	6,192763	5,066806		
0	0,0000	0	0	0	0	0,098	0,0980
1	1,4964	53,07346	0	0	0	0,098	53,1714
2	5,5422	196,5702	14,32141	0	0	0,098	210,9896
3	2,8560	101,2948	53,04275	9,266795	0	0,098	163,7024
4	1,4717	52,19836	27,33352	34,32178	7,581923	0,098	121,5336
5	1,0262	36,3959	14,08527	17,6864	28,08146	0,098	96,3470
6	0,6596	23,3937	9,821116	9,113999	14,47069	0,098	56,8975
7	0,4239	15,03645	6,312585	6,35484	7,456908	0,098	35,2588
8	0,1745	6,188966	4,057454	4,084614	5,199414	0,098	19,6284
9	0,1253	4,442761	1,670039	2,625411	3,341957	0,098	12,1782
10	0,0899	3,189244	1,19884	1,080613	2,148064	0,098	7,7147
11	0,0645	2,289404	0,86059	0,77572	0,884138	0,098	4,9078
12	0,0463	1,643453	0,617776	0,556852	0,63468	0,098	3,5507
13	0,0333	1,179756	0,443471	0,399737	0,455606	0,098	2,5766
14	0,0239	0,84689	0,318347	0,286952	0,327058	0,098	1,8772
15	0,0171	0,607941	0,228526	0,205989	0,234779	0,098	1,3752
16	0,0123	0,436412	0,164048	0,14787	0,168537	0,098	1,0148
17	0,0088	0,313279	0,117762	0,106148	0,120984	0,098	0,7562
18	0,0063	0,224888	0,084536	0,076199	0,086849	0,098	0,5705
19	0,0046	0,161436	0,060684	0,0547	0,062345	0,098	0,4371
20	0,0033	0,115887	0,043562	0,039266	0,044754	0,098	0,3415
21	0,0023	0,08319	0,031271	0,028187	0,032127	0,098	0,2728
22	0,0017	0,059718	0,022448	0,020234	0,023062	0,098	0,2234
23	0,0012	0,042869	0,016114	0,014525	0,016555	0,098	0,1880
24	0,0009	0,030773	0,011568	0,010427	0,011884	0,098	0,1626
Hasil: Perhitungan							



Gambar 4.3 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 5 tahunan

Tabel 4.9

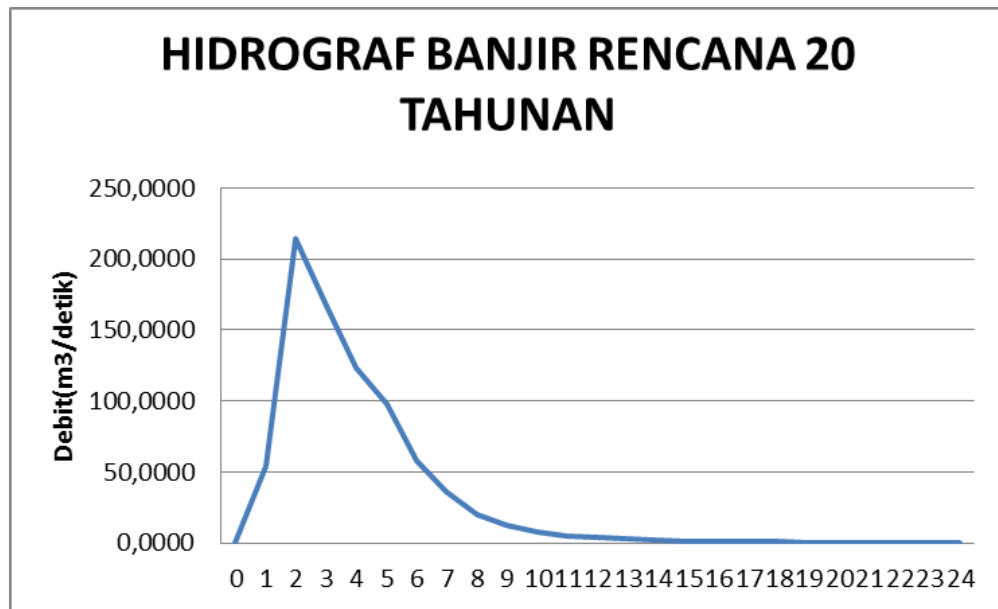
ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 10 TAHUN							
t	Q(m3/dt)	Curah Hujan Jam-Jaman				Base Flow	Q banjir (m3/dtk)
		R1	R2	R3	R4		
		35,86297	9,677309	6,261788	5,123281		
0	0	0	0	0	0	0,098	0,0980
1	1,496391	53,66502	0	0	0	0,098	53,7630
2	5,54224	198,7612	14,48104	0	0	0,098	213,3402
3	2,855978	102,4239	53,63397	9,370083	0	0,098	165,5259
4	1,471718	52,78016	27,63818	34,70433	7,666431	0,098	122,8871
5	1,026172	36,80157	14,24227	17,88353	28,39445	0,098	97,4198
6	0,659579	23,65444	9,930582	9,215584	14,63198	0,098	57,5306
7	0,423948	15,20404	6,382945	6,425671	7,540023	0,098	35,6507
8	0,174496	6,257949	4,102679	4,130141	5,257367	0,098	19,8461
9	0,125262	4,49228	1,688653	2,654674	3,379206	0,098	12,3128
10	0,08992	3,224791	1,212203	1,092658	2,172006	0,098	7,7996
11	0,064549	2,314922	0,870182	0,784366	0,893993	0,098	4,9614
12	0,046337	1,661771	0,624662	0,563059	0,641754	0,098	3,5892
13	0,033263	1,192905	0,448414	0,404193	0,460684	0,098	2,6042
14	0,023878	0,856329	0,321895	0,290151	0,330703	0,098	1,8971
15	0,017141	0,614717	0,231073	0,208285	0,237396	0,098	1,3895
16	0,012305	0,441276	0,165876	0,149518	0,170415	0,098	1,0251
17	0,008833	0,316771	0,119074	0,107332	0,122333	0,098	0,7635
18	0,006341	0,227395	0,085478	0,077048	0,087817	0,098	0,5757
19	0,004552	0,163236	0,06136	0,055309	0,063039	0,098	0,4409
20	0,003267	0,117179	0,044048	0,039704	0,045253	0,098	0,3442
21	0,002346	0,084117	0,03162	0,028501	0,032485	0,098	0,2747
22	0,001684	0,060384	0,022698	0,02046	0,023319	0,098	0,2248
23	0,001209	0,043346	0,016294	0,014687	0,01674	0,098	0,1891
24	0,000868	0,031116	0,011697	0,010543	0,012017	0,098	0,1634
Hasil: Perhitungan							



Gambar 4.4 Grafik Hidrograf Banjir Rencana10 Tahunan

Tabel 4.10

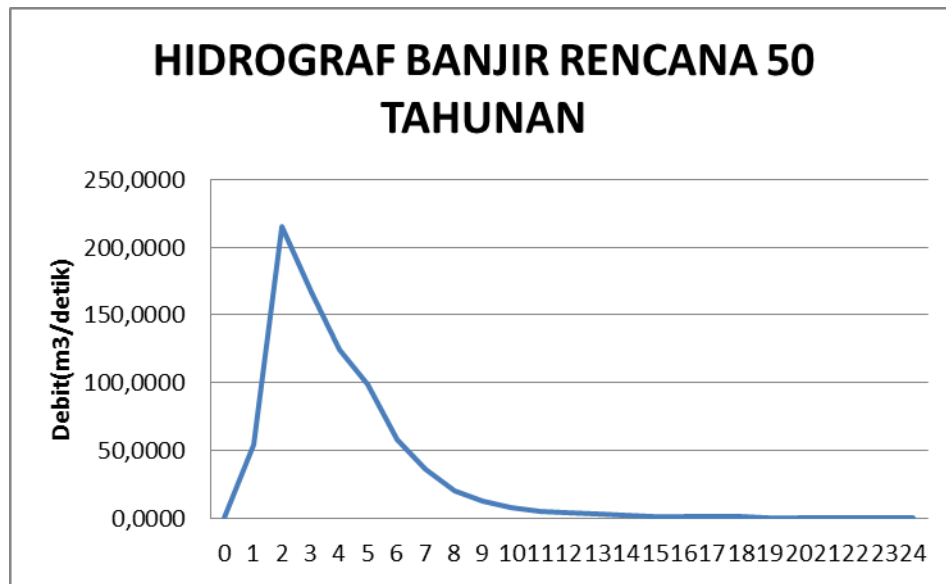
ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 20 TAHUN							
t	Q(m3/dt)	Curah Hujan Jam-Jaman				Base Flow	Q banjir (m3/dtk)
		R1	R2	R3	R4		
		36,09518	9,739969	6,302333	5,156454		
0	0	0	0	0	0	0,098	0,0980
1	1,496391	54,0125	0	0	0	0,098	54,1105
2	5,54224	200,0481	14,5748	0	0	0,098	214,7209
3	2,855978	103,087	53,98124	9,430754	0	0,098	166,5970
4	1,471718	53,12191	27,81714	34,92904	7,7160711	0,098	123,6821
5	1,026172	37,03986	14,33448	17,99933	28,578305	0,098	98,0500
6	0,659579	23,8076	9,994882	9,275254	14,726721	0,098	57,9024
7	0,423948	15,30249	6,424274	6,467277	7,5888444	0,098	35,8809
8	0,174496	6,298469	4,129243	4,156883	5,2914081	0,098	19,9740
9	0,125262	4,521367	1,699587	2,671863	3,4010863	0,098	12,3919
10	0,08992	3,245672	1,220051	1,099733	2,1860699	0,098	7,8495
11	0,064549	2,329911	0,875816	0,789445	0,8997812	0,098	4,9929
12	0,046337	1,672531	0,628706	0,566705	0,6459096	0,098	3,6118
13	0,033263	1,200629	0,451318	0,40681	0,4636674	0,098	2,6204
14	0,023878	0,861874	0,323979	0,292029	0,3328444	0,098	1,9087
15	0,017141	0,618698	0,232569	0,209634	0,238933	0,098	1,3978
16	0,012305	0,444133	0,16695	0,150486	0,1715185	0,098	1,0311
17	0,008833	0,318822	0,119845	0,108027	0,1231248	0,098	0,7678
18	0,006341	0,228867	0,086031	0,077547	0,0883854	0,098	0,5788
19	0,004552	0,164292	0,061758	0,055667	0,0634476	0,098	0,4431
20	0,003267	0,117938	0,044333	0,039961	0,045546	0,098	0,3458
21	0,002346	0,084662	0,031824	0,028686	0,0326953	0,098	0,2759
22	0,001684	0,060775	0,022845	0,020592	0,0234704	0,098	0,2257
23	0,001209	0,043627	0,016399	0,014782	0,0168482	0,098	0,1896
24	0,000868	0,031318	0,011772	0,010611	0,0120945	0,098	0,1638
Hasil: Perhitungan							



Gambar 4.5 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 20 Tahunan

Tabel 4.11

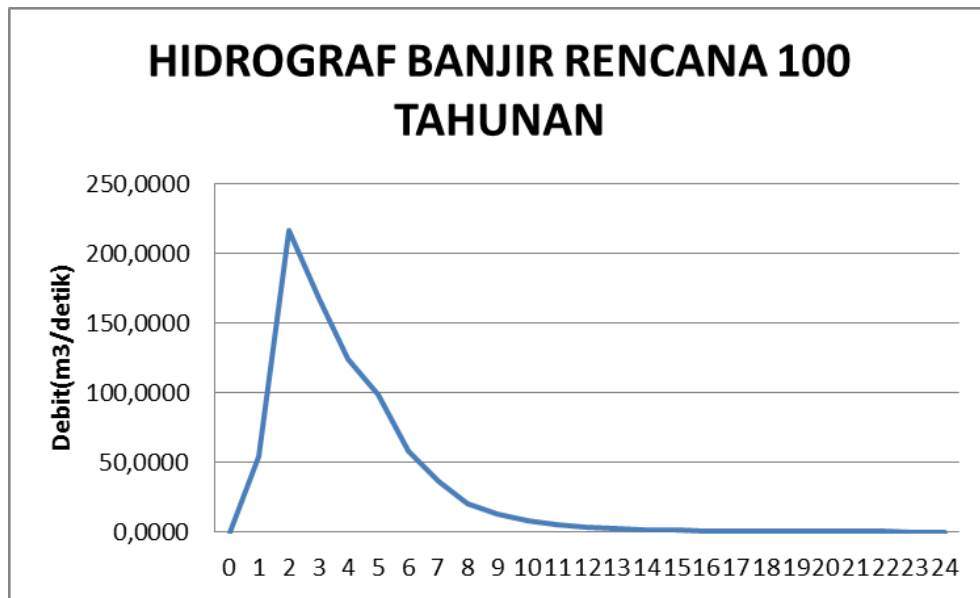
ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 50 TAHUN							
t	Q(m3/dt)	Curah Hujan Jam-Jaman				Base Flow	Q banjir (m3/dtk)
		R1	R2	R3	R4		
		36,25972	9,78437	6,331063	5,17996		
0	0	0	0	0	0	0,098	0,0980
1	1,496391	54,25872	0	0	0	0,098	54,3567
2	5,54224	200,9601	14,64124	0	0	0,098	215,6993
3	2,855978	103,557	54,22732	9,473745	0	0,098	167,3560
4	1,471718	53,36407	27,94395	35,08827	7,751246	0,098	124,2455
5	1,026172	37,20871	14,39983	18,08138	28,70858	0,098	98,4965
6	0,659579	23,91613	10,04045	9,317537	14,79385	0,098	58,1660
7	0,423948	15,37225	6,45356	6,496759	7,623439	0,098	36,0440
8	0,174496	6,327181	4,148067	4,175833	5,31553	0,098	20,0646
9	0,125262	4,541978	1,707335	2,684043	3,416591	0,098	12,4479
10	0,08992	3,260467	1,225613	1,104746	2,196035	0,098	7,8848
11	0,064549	2,340532	0,879809	0,793044	0,903883	0,098	5,0153
12	0,046337	1,680155	0,631572	0,569288	0,648854	0,098	3,6279
13	0,033263	1,206103	0,453375	0,408664	0,465781	0,098	2,6319
14	0,023878	0,865803	0,325456	0,29336	0,334362	0,098	1,9170
15	0,017141	0,621518	0,233629	0,210589	0,240022	0,098	1,4037
16	0,012305	0,446158	0,167711	0,151172	0,1723	0,098	1,0353
17	0,008833	0,320275	0,120392	0,108519	0,123686	0,098	0,7709
18	0,006341	0,22991	0,086423	0,077901	0,088788	0,098	0,5810
19	0,004552	0,165041	0,062039	0,055921	0,063737	0,098	0,4447
20	0,003267	0,118475	0,044535	0,040143	0,045754	0,098	0,3469
21	0,002346	0,085048	0,03197	0,028817	0,032844	0,098	0,2767
22	0,001684	0,061052	0,022949	0,020686	0,023577	0,098	0,2262
23	0,001209	0,043826	0,016474	0,01485	0,016925	0,098	0,1901
24	0,000868	0,031461	0,011826	0,01066	0,01215	0,098	0,1641
Hasil: Perhitungan							



Gambar 4.6 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan

Tabel 4.12

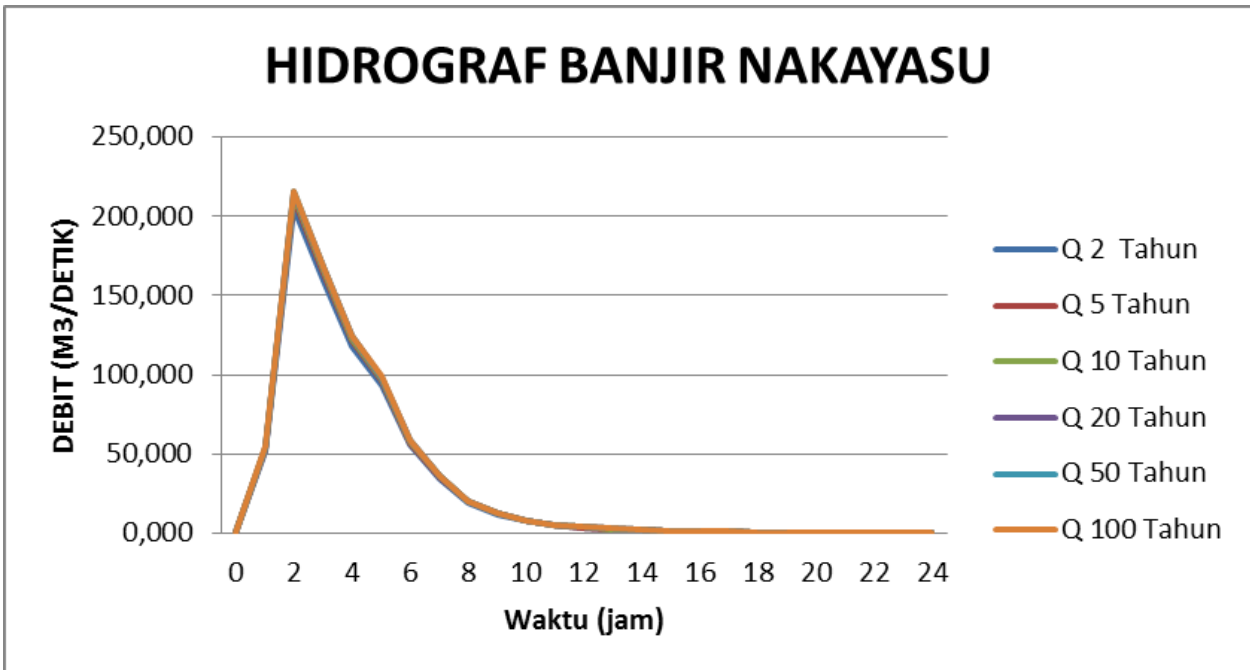
ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 100 TAHUN							
t	Q(m3/dt)	Curah Hujan Jam-Jaman				Base Flow	Q banjir (m3/dtk)
		R1	R2	R3	R4		
		36,32363	9,801615	6,342222	5,18909		
0	0	0	0	0	0	0,098	0,0980
1	1,496391	54,35436	0	0	0	0,098	54,4523
2	5,54224	201,3143	14,66705	0	0	0,098	216,0793
3	2,855978	103,7395	54,3229	9,490443	0	0,098	167,6508
4	1,471718	53,45813	27,9932	35,15011	7,764908	0,098	124,4643
5	1,026172	37,27429	14,42521	18,11325	28,75918	0,098	98,6699
6	0,659579	23,95829	10,05814	9,33396	14,81993	0,098	58,2683
7	0,423948	15,39934	6,464935	6,50821	7,636876	0,098	36,1073
8	0,174496	6,338333	4,155378	4,183193	5,324899	0,098	20,0998
9	0,125262	4,549984	1,710344	2,688774	3,422613	0,098	12,4697
10	0,08992	3,266214	1,227773	1,106693	2,199906	0,098	7,8986
11	0,064549	2,344658	0,881359	0,794442	0,905476	0,098	5,0239
12	0,046337	1,683117	0,632685	0,570291	0,649998	0,098	3,6341
13	0,033263	1,208228	0,454174	0,409385	0,466602	0,098	2,6364
14	0,023878	0,867329	0,32603	0,293878	0,334951	0,098	1,9202
15	0,017141	0,622614	0,234041	0,210961	0,240445	0,098	1,4060
16	0,012305	0,446944	0,168007	0,151438	0,172604	0,098	1,0370
17	0,008833	0,32084	0,120604	0,10871	0,123904	0,098	0,7720
18	0,006341	0,230315	0,086576	0,078038	0,088945	0,098	0,5819
19	0,004552	0,165332	0,062149	0,05602	0,063849	0,098	0,4453
20	0,003267	0,118684	0,044613	0,040214	0,045834	0,098	0,3473
21	0,002346	0,085198	0,032026	0,028868	0,032902	0,098	0,2770
22	0,001684	0,061159	0,02299	0,020723	0,023619	0,098	0,2265
23	0,001209	0,043903	0,016503	0,014876	0,016955	0,098	0,1902
24	0,000868	0,031516	0,011847	0,010679	0,012171	0,098	0,1642
Hasil: Perhitungan							



Gambar 4.7 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 100 Tahunan

Tabel 4.13

ORDINAT BANJIR RANCANGAN MAKSIMUM NAKAYASU						
	Q Banjir Rancangan					
t	Q 2	Q 5	Q 10	Q 20	Q 50	Q 100
(jam)	Tahun	Tahun	Tahun	Tahun	Tahun	Tahun
0	0,098	0,098	0,098	0,098	0,098	0,098
1	51,715	53,171	53,763	54,357	54,357	54,452
2	205,202	210,990	213,340	214,721	215,699	216,079
3	159,213	163,702	165,526	167,356	167,356	167,651
4	118,201	121,534	122,887	124,246	124,246	124,464
5	93,706	96,347	97,420	98,496	98,496	98,670
6	55,339	56,897	57,531	58,166	58,166	58,268
7	34,294	35,259	35,651	36,044	36,044	36,107
8	19,092	19,628	19,846	20,065	20,065	20,100
9	11,847	12,178	12,313	12,448	12,448	12,470
10	7,506	7,715	7,800	7,885	7,885	7,899
11	4,776	4,908	4,961	5,015	5,015	5,024
12	3,456	3,551	3,589	3,628	3,628	3,634
13	2,509	2,577	2,604	2,632	2,632	2,636
14	1,828	1,877	1,897	1,917	1,917	1,920
15	1,340	1,375	1,389	1,404	1,404	1,406
16	0,990	1,015	1,025	1,035	1,035	1,037
17	0,738	0,756	0,763	0,771	0,771	0,772
18	0,557	0,570	0,576	0,581	0,581	0,582
19	0,428	0,437	0,441	0,445	0,445	0,445
20	0,335	0,341	0,344	0,347	0,347	0,347
21	0,268	0,273	0,275	0,277	0,277	0,277
22	0,220	0,223	0,225	0,226	0,226	0,226
23	0,186	0,188	0,189	0,190	0,190	0,190
24	0,161	0,163	0,163	0,164	0,164	0,164
Debit Puncak 100 Tahun = 296.137 m3/detik						



Gambar 4.8 Grafik Hidrograf Banjir Rencana Metode Nakayasu

Dari hasil perhitungan metode tersebut, dapat diketahui bahwa dipilihnya perhitungan debit banjir rancangan metode nakayasu ini, karena metode nakayasu selain memperhitungkan debit puncak juga memperhitungkan hidrograf banjir tiap jam, sehingga debit banjir rancangan yang digunakan sebagai perencanaan bangunan selanjutnya adalah metode nakayasu.

4.3 Perencanaan Teknis Embung

4.3.1 Lengkung kapasitas embung

Dalam kapasitas tampungan tidak harus terpaku pada suatu desa atau lokasi embung namun juga harus memperhitungkan debit/volume air (V_h) yang datang serta kemampuan topografi untuk menampung air (V_p) apabila air yang tersedia atau

kemampuan topografi kecil maka embung harus didesain dengan kapasitas yang lebih kecil dari pada keperluan maksimum suatu desa. Dengan demikian untuk memenuhi keperluan kebutuhan maksimum suatu desa diperlukan pembangunan lebih dari suatu embung.

Berdasarkan pengukuran pada peta topografi luas permukaan genangan, dan volume tampungan Embung Raknamo dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

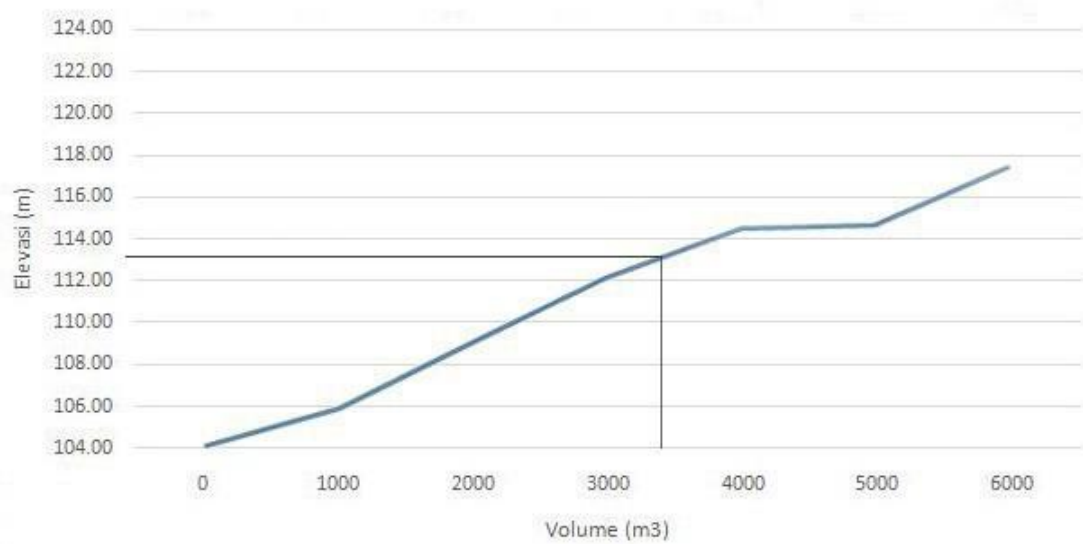
Tabel 4.14

Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Volume Tampungan Embung Raknamo

Elevasi (m)	luas Genangan ribu (m ²)	volume Genangan ribu (m ³)	kom. Volume Genangan ribu (m ³)	Luas Genangan ribu (ha)
110.00	457			
112.00	592	1049	1049	0.0592
114.00	836	1428	2477	0.0836
116.00	1072	1908	3336	0.1072
118.00	1251	2323	4231	0.1251
120.00	1264	2515	4838	0.1264
122.00	1472	2736	5251	0.1472

sumber : hasil perhitungan

GRAFIK HUBUNGAN ELEVASI, DAN VOLUME GENANGAN EMBUNG RAKNAMO



Gambar 4.9 Hubungan Elevasi dan Volume Tampungan



Gambar 4.9 Hubungan Elevasi, dan Luas Genangan

Dari gambar Grafik Hubungan elevasi, Luas genangan, dan Volume genangan tampungan didapatkan elevasi muka air normal $\pm 113,56$ m dengan volume tampungan 3256 m^3 dengan luas genangan 1195 m^2 atau $0,1195 \text{ Ha}$.

4.3.2 Elevasi Dead Storage, Mercuri Spilway, Tampungan Efektif dan Elevasi Puncak Embung

Salah satu permasalahan yang timbul dalam kaitannya dengan tampungan efektif adalah terjadinya pendangkalan dasar embung yang dapat mengakibatkan berkurangnya volume air embung, yang selanjutnya dapat mengurangi kebutuhan air irigasi. Dalam menentukan volume tampungan mati (dead storage) diambil besar sedimentasi yang terjadi di Kupang yang di tinjau dari laju erosi yaitu sebesar

8,723m³/tahun dengan luas DAS kali noel puames 12,37 km² maka volume sedimen pertahun adalah 107,903 m³ dan volume sedimen selama 20 tahun sebesar 2158,07 m³.

Hasil perhitungan tampungan efektif embung sesuai dengan kebutuhan air dapat di lihat pada tabel.

Tabel 4.15

Analisa Tampung Efektif Embung Raknamo

Bulan	Debit Andalan	Volume Inflow m3/dtk	Kum. Inflow m3/dtk	Kebutuhan Air Irigasi m3/dtk	Volume inflow m3/dtk	Kum. inflow m3/dtk	Δvolume m3/detik
Jan	0.153	464.65	464.65	0.413	483.65	483.65	-19
	0.241	473.22	937.87	0.421	460.32	943.97	-6.1
	0.253	544.62	1482.49	0.421	575.32	1519.29	-36.8
Feb	0.421	437.58	1920.07	0.418	325.66	1844.95	75.12
	1.05	569.93	2490	0.408	436.54	2281.49	208.51
	0.753	435.245	2925.245	0.319	383.63	2665.12	260.125
Mar	1.31	433.76	3359.005	0.431	649.52	3314.64	44.365
	1.931	583.63	3942.635	0.412	542.3	3856.94	85.695
	0.83	412.54	4355.175	0.351	472.5	4329.44	25.735
Apr	0.751	433.84	4789.015	0.34	439.6	4769.04	19.975
	1.051	537.44	5326.455	0.457	462.5	5231.54	94.915
	0.974	438.14	5764.595	0.412	423.8	5655.34	109.255
Mei	1.691	583.41	6348.005	0.474	639.65	6294.99	53.015
	0.591	394.63	6742.635	0.431	325.7	6620.69	121.945
	0.931	431.83	7174.465	0.408	364.4	6985.09	189.375
Jun	1.093	538.46	7712.925	0.359	523.3	7508.39	204.535
	0.583	342.77	8055.695	0.388	364.2	7872.59	183.105
	0.645	357.42	8413.115	0.457	389.5	8262.09	151.025
Jul	1.021	563.14	8976.255	0.473	452.5	8714.59	261.665
	0.531	324.82	9301.075	0.385	316.4	9030.99	270.085
	0.673	451.8	9752.875	0.422	353.6	9384.59	368.285
Agt	0.884	472.84	10225.715	0.411	324.5	9709.09	516.625
	0.933	475.48	10701.195	0.359	335.6	10044.69	656.505
	0.521	402.5	11103.695	0.305	475.9	10520.59	583.105
Sept	0.811	439.8	11543.495	0.126	353.7	10874.29	669.205
	0.436	375.3	11918.795	0.474	274.5	11148.79	770.005
	0.742	462.53	12381.325	0.431	385.9	11534.69	846.635
Okt	0.502	395.78	12777.105	0.34	352.3	11886.99	890.115
	0.465	432.71	13209.815	0.355	258.9	12145.89	1063.925
	0.886	483.5	13693.315	0.395	385.5	12531.39	1161.925
Nov	1.043	543.21	14236.525	0.403	463.7	12995.09	1241.435
	0.649	436.99	14673.515	0.421	432.5	13427.59	1245.925
	0.311	364.64	15038.155	0.355	364.6	13792.19	1245.965
Des	0.651	431.54	15469.695	0.422	371.3	14163.49	1306.205
	0.714	457.42	15927.115	0.411	437.4	14600.89	1326.225
	0.633	417.59	16344.705	0.412	357.4	14958.29	1386.415
Minimum							-36.8
Maksimum							1386.415
Total Tampungan Efektif							1423.215

Hasil : Perhitungan

Keterangan :

Debit inflow = debit andalan

Vol.inflow = inflow \times detik \times jam \times jumlah hari

Kum.vol.inflow = kum.vol inflow + vol.inflow

Outflow = kebutuhan air irigasi

Vol.outflow = outflow \times detik \times menit \times jam \times jumlah hari

Kum.vol.outflow = kum.vol.outflow + vol.outflow

Delta volume = kum.vol.inflow – kum.vol.outflow

Total tampungan efektif = maksimum – minimum

Tabel 4.16

Analisa Tampung Mati dan Elevasi Spillway

Elevasi	Luas Genangan	Luas Genangan Rata-rata	Interval Volume Tampungan	Total Volume Tampungan	elevasi dead storage	elevasi mercu spillway
110.00	457				110.81	112.62
112.00	592	524.5	1049	1049		
114.00	836	714	1428	2477		
116.00	1072	954	1908	4385		
118.00	1251	1161.5	2323	6708		
120.00	1264	1257.5	2515	9223		
122.00	1472	1368	2736	11959		

sumber : hasil perhitungan

Keterangan :

Elevasi dasar sungai = ± 110,00 m

Debit sedimen rerata/tahunan = 107,93 m³/tahun

Rencana umur efektif embung = 20 tahun

Volume dead storage = 2.158,07 m³

Elevasi dead storage (20) = ± 110,81 m

Volume pada Elev.tamp.efektif = 3.581,285 m³

Elevasi mercu spillway = ± 112,62 m

Tinggi pelimpah = 2,62 m

4.3.3 Penelusuran banjir (Flood Routing)

Pelimpah yang direncanakan adalah pelimpah terbuka dengan ambang tetap agar dapat mengarahkan dan mengatur aliran serta debit air yang akan melintasi pelimpah, memudahkan pelaksanaan dan juga untuk kestabilan bangunan.

Besarnya kapasitas pengaliran melalui pelimpah dapat diestimasi dengan persamaan 2.53 sebagai :

$$Q = C * L * H^{3/2}$$

Dimana :

$$C = 2,190 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pelimpah (L)} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi pelimpah (P)} = 2,62 \text{ m}$$

$$Q_{20 \text{ th}} = 294,275 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Dimana elevasi puncak pelimpah $\pm 112,62 \text{ m}$ belum ada air yang melalui pelimpah maka diambil $H = 0$ selanjutnya interval dipakai 40 cm.

$$\begin{aligned} HD &= (Q/C * L)^{(2/3)} \\ &= (294,275/2 * 5)^{(2/3)} \\ &= 81,4946 \end{aligned}$$

$$a = \frac{[(1/1,6) \times (2,2 - 0,0416 \times (Hd/p)^{0,99-1})]}{[2 - (1/1,6) \times (2,2 - 0,0416 \times (Hd/p)^{0,99-1})]}$$

$$= 1,5469$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel

Tabel 4.17**Elevasi Muka Air Dan Kapasitas Spillway**

elv. M.A	H	C	Leff	Q
1	2	3	4	5
112.62	0.00	1.600	5	0
113.02	0.40	2.063	4.904	2.560
113.42	0.80	2.321	4.808	7.983
113.82	1.20	2.484	4.712	15.388
114.22	1.60	2.598	4.616	24.268
114.62	2.00	2.681	4.52	34.273
115.02	2.40	2.744	4.424	45.141
115.42	2.80	2.795	4.328	56.668
115.82	3.20	2.835	4.232	68.683
116.22	3.60	2.869	4.136	81.045
116.62	4.00	2.897	4.04	93.629
117.02	4.40	2.921	3.944	106.327
117.42	4.80	2.942	3.848	119.039
117.82	5.20	2.960	3.752	131.679
118.22	5.60	2.976	3.656	144.163
118.62	6.00	2.990	3.56	156.418
119.02	6.40	3.002	3.464	168.373
119.42	6.80	3.013	3.368	179.963
119.82	7.20	3.023	3.272	191.126
120.22	7.60	3.033	3.176	201.802
120.62	8.00	3.041	3.08	211.938
121.02	8.40	3.049	2.984	221.480
121.42	8.80	3.056	2.888	230.377
121.82	9.20	3.062	2.792	238.581
122.22	9.60	3.068	2.696	246.046
122.62	10.00	3.074	2.600	252.726

Sumber: Perhitungan

Keterangan :

$$H = 0 \text{ dengan interval } 40 \text{ cm}$$

$$C_{asumsi} = 1,6 * (1+2*\alpha*(H/H_d)/(1+ \alpha*(H/H_d))$$

$$L_{eff} = L - (0,24*H)$$

$$Q = H*C*L$$

Tabel 4.18

Parameter Debit dan Tampung Embung

$\delta t : 3600$

Elev M.A	Qp	S	S/ δt	Q/2	$\psi = S/\delta t - Q/2$	$\phi = S/\delta t + Q/2$
112.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
113.02	2.56	-783.29	-0.22	1.28	-1.50	1.06
113.42	7.98	-700.69	-0.19	3.99	-4.19	3.80
113.82	15.39	-618.09	-0.17	7.69	-7.87	7.52
114.22	24.27	-535.49	-0.15	12.13	-12.28	11.99
114.62	34.27	-452.89	-0.13	17.14	-17.26	17.01
115.02	45.14	-370.29	-0.10	22.57	-22.67	22.47
115.42	56.67	-287.69	-0.08	28.33	-28.41	28.25
115.82	68.68	-205.09	-0.06	34.34	-34.40	34.28
116.22	81.05	-122.49	-0.03	40.52	-40.56	40.49
116.62	93.63	-39.89	-0.01	46.81	-46.83	46.80
117.02	106.33	42.71	0.01	53.16	-53.15	53.18
117.42	119.04	125.31	0.03	59.52	-59.48	59.55
117.82	131.68	207.91	0.06	65.84	-65.78	65.90
118.22	144.16	290.51	0.08	72.08	-72.00	72.16
118.62	156.42	373.11	0.10	78.21	-78.11	78.31
119.02	168.37	455.71	0.13	84.19	-84.06	84.31
119.42	179.96	538.31	0.15	89.98	-89.83	90.13
119.82	191.13	620.91	0.17	95.56	-95.39	95.74
120.22	201.80	703.51	0.20	100.90	-100.71	101.10
120.62	211.94	786.11	0.22	105.97	-105.75	106.19
121.02	221.48	868.71	0.24	110.74	-110.50	110.98
121.42	230.38	951.31	0.26	115.19	-114.92	115.45
121.82	238.58	1033.91	0.29	119.29	-119.00	119.58
122.22	246.05	1116.51	0.31	123.02	-122.71	123.33
122.62	252.73	1199.11	0.33	126.36	-126.03	126.70

Sumber: Perhitungan

Keterangan :

Elev.MA = elevasi mercu pelimpah

Q = debit yang melalui pelimpah

S = interpolasi berdasarkan lengkung kapasitas tampungan efektif

$S/\Delta t$ = $[3]3/600$ ($\Delta t = 3600$ detik)

$Q/2$ = $[2]/2$

ψ = $[4] - [5]$

φ = $[4] + [5]$

Tabel 4.19

Penelusuran Banjir Melalui Embung

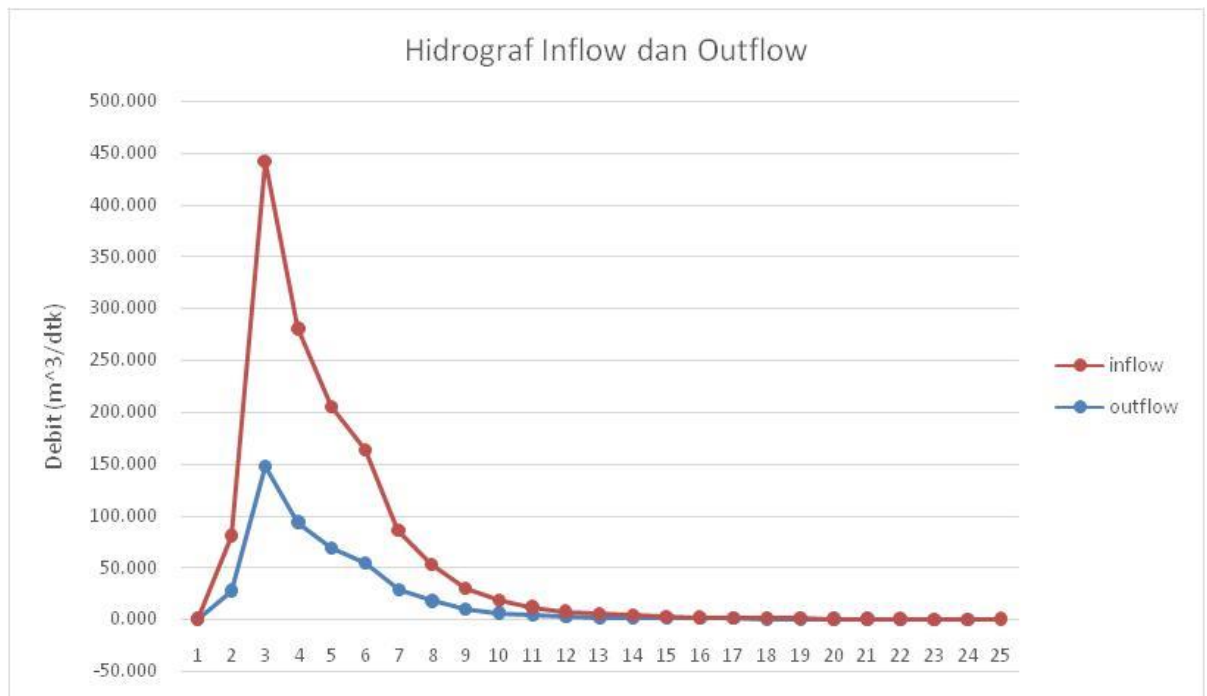
t (jam)	Inflow (m ³ /dt)	(I ₁ +I ₂)/2 (m ³ /dt)	ψ (m ³ /dt)	φ = ψ+(I ₁ +I ₂)/ 2 (m ³ /dt)	outflow (m ³ /dt)	Elev M.A
0	0.098					112.62
1	53.365	26.731	-26.69	0.046	0.046	112.83
2	294.275	173.820	-146.44	27.375	27.375	114.47
3	186.927	240.601	-93.19	147.409	147.409	119.77
4	136.618	161.772	-68.20	93.572	93.572	116.99
5	108.677	122.648	-54.31	68.340	68.340	115.87
6	57.104	82.891	-28.63	54.260	54.260	115.34
7	35.387	46.246	-17.81	28.432	28.432	114.48
8	19.815	27.601	-10.06	17.546	17.546	114.17
9	12.336	16.076	-6.33	9.748	9.748	113.95
10	7.845	10.091	-4.09	6.002	6.002	113.86
11	5.015	6.430	-2.68	3.751	3.751	113.79
12	3.628	4.322	-1.99	2.333	2.333	113.73
13	2.632	3.130	-1.50	1.635	1.635	113.65
14	1.917	2.274	-1.14	1.130	1.130	113.55
15	1.404	1.660	-0.90	0.765	0.765	113.41
16	1.035	1.220	-0.72	0.497	0.497	113.23
17	0.771	0.903	-0.60	0.299	0.299	112.98
18	0.581	0.676	-0.53	0.148	0.148	112.67
19	0.445	0.513	-0.48	0.030	0.030	112.26
20	0.347	0.396	-0.46	-0.068	-0.068	111.73
21	0.277	0.312	-0.47	-0.156	-0.156	111.06
22	0.226	0.251	-0.49	-0.241	-0.241	110.18
23	0.190	0.208	-0.54	-0.332	-0.332	109.02
24	0.164	0.177	-0.62	-0.439	-0.439	107.46

Sumber: Perhitungan

Keterangan :

t(jam) = waktu penelusuran banjir

inflow (m^3/dt)	= debit inflow
$(I_1 + I_2)/2$ (m^3/dt)	= debit inflow rata – rata
$\Psi(\text{m}^3/\text{dt})$	= interpolasi antara 2 kolom dan 6 kolom pada tabel 4.17 berdasarkan [2]
$\varphi = \Psi + (I_1 + I_2)/2$ (m^3/dt)	= [3] + [4]
$Q(\text{m}^3/\text{dt})$	= interpolasi antara kolom 2 dan kolom 7 pada tabel 4.17 berdasarkan [5]
Elev M.A	= interpolasi antara kolom 1 dan kolom 2 pada tabel 4.17 berdasarkan [6]



Gambar 4.10 Grafik Inflow dan Outflow

4.3.4 Tipe Tubuh Embung

Kondisi lapisan tanah dan jenis bebatuan di alur sungai, serta di daerah sekitar lokasi embung terdapat bahan urugan tanah yang berkualitas dan kuantitasnya tersedia dan kemiringan sungai yang tidak terlalu lebar maka embung tipe urugan homogen merupakan alternatif yang memungkinkan untuk pembangunan di lokasi tersebut

4.3.5 Tinggi jagaan Embung

Tinggi jagaan embung ditentukan berdasarkan tabel 2.8 diambil sesuai dengan tipe tubuh embung yaitu homogen, sebesar = 0,50 m

4.3.6 Tinggi Tubuh Embung

Tinggi tubuh embung dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$H_d = H_k + H_b + H_f$$

Berdasarkan penulusuran banjir melalui embung diketahui bahwa :

H_d = tinggi tubuh embung

H_k = 2,62 m pada elevasi $\pm 112,62$ m (tinggi muka air kolam pada kondisi penuh)

H_b = 0,94 m pada elevasi $\pm 113,56$ m (tinggi tampungan banjir)

H_f = 0,50 m (tinggi jagaan)

$$H_d = (2,62 + 0,94 + 0,50) = 4,06 \text{ m}$$

Untuk tipe urugan diperlukan cadangan untuk penurunan yang diperkirakan 0,25 m, sehingga dapat dihitung sebagai berikut :

$$H_d = (2,62 + 0,94 + 0,50 + 0,25) = 4,31 \text{ m}$$

4.3.7 Lebar puncak Embung

Lebar puncak embung kali Noel Puames ditentukan berdasarkan tabel 2.6 yaitu untuk tipe urugan tanah dengan tinggi 5,00 m s/d 10,00 m dengan ketentuan yang ada dilihat dari tinggi embung kali Noel Puames yang tingginya 4,31 m maka lebar puncak embung adalah 2 m

4.3.8 Kemiringan Lereng Embung

Kemiringan lereng embung kali Noel Puames ditentukan berdasarkan tabel 2.7 untuk tipe urugan tanah yaitu bagian hulu 1:3,00 dan bagian hilir 1:2,25 dengan ketinggian 4,31 m

4.4 Analisa Stabilitas Embung Terhadap Aliran Filtrasi

4.4.1 Formasi garis depresi tubuh embung kondisi sesuai dengan garis parabola

Untuk menentukan formasi garis aliran pada tubuh embung kali Noel Puames digunakan data – data sebagai berikut :

- Elevasi muka air banjir $\pm 113,56$ m
- Elevasi mercu pelimpah $\pm 112,62$ m
- Kemiringan lereng tubuh embung bagian hulu 1:3

Penentuan garis aliran sebagai berikut :

$$L_1 = (113,56 - 110,00) \times 3 = 10,68 \text{ m}$$

$$\text{Direncanakan } L_2 = 5,34$$

$$0,3 \times L_1 = 0,3 \times 10,68 = 3,204 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} d &= 0,3 L_1 + L_2 \\ &= 3,204 + 5,34 = 8,544 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d = \sqrt{3,56^2 + 8,544^2} - 8,544 = 0,712 \text{ m}$$

$$a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{0,712}{2} = 0,356 \text{ m}$$

Parabola bentuk dasar dapat diperoleh dengan persamaan berikut :

$$y = \sqrt{2 \times y_0 \times X + y_0^2} = \sqrt{2 \times 0,712 \times X + 0,712^2}$$

Dari persamaan tersebut akan diperoleh koordinat parabola dasar sebagai berikut :

Tabel 4.20

Koordinat Garis Parabola Depresi

X(m)	Y (m)
-0.356	0.000
0.000	0.712
1.000	1.390
2.000	1.832
3.000	2.186
4.000	2.491
5.000	2.762
6.000	3.008
7.000	3.237
8.000	3.449
8.544	3.560

Sumber: Perhitungan

Dari hasil perhitungan di dapat garis depresi aliran yang keluar melalui lereng hilir embung sehingga tidak aman terhadap bangunan untuk itu perlu digunakan drainase kaki maupun drainase alas.

Permukaan air yang keluar dapat dihitung sebagai berikut :

$$\alpha = 24^\circ \text{ sehingga } C = 0$$

maka :

$$\alpha = 24^\circ \quad \alpha + \Delta\alpha = \frac{y_0}{(1 - \cos\alpha)} = \frac{0,712}{(1 - \cos 24)} = 8,235$$

4.4.2 Formasi garis depresi tubuh embung kondisi dengan drainase kaki

Diketahui :

$$h = 3,56 \text{ m}$$

$$L_1 = 10,68 \text{ m}$$

$$L_2 = 5,34 - 5 = 0,34 \text{ m}$$

$$\alpha = 135^\circ$$

$$d = L_2 + 0,3 \times L_1 = 3,544 \text{ m}$$

maka :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d = \sqrt{3,56^2 + 3,544^2} - 3,544 = 1,479 \text{ m}$$

$$a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{1,479}{2} = 0,739 \text{ m}$$

Parabola bentuk dasar dapat diperoleh dengan persamaan sebagai berikut :

$$y = \sqrt{2 \times y_0 \times X + y_0^2} = \sqrt{2 \times 1,479 \times X + 1,479^2}$$

Dari persamaan tersebut akan diperoleh koordinat parabola dasar sebagai berikut :

Tabel 4.21

Koordinat Garis Parabola Depresi Dengan Drainase Kaki

X(m)	Y (m)
-0.739	0.00
0.00	1.479
0.50	1.915
1.00	2.268
1.50	2.574
2.00	2.847
2.50	3.096
3.00	3.326
3.50	3.541
3.54	3.560
4.00	3.744

Sumber: Perhitungan

Permukaan air yang keluar dapat dihitung :

Untuk $\alpha = 135^\circ$ maka nilai $C = 0,15$

Dapat ditentukan nilai :

$$\alpha + \Delta\alpha = \frac{y_0}{(1-\cos\alpha)} = \frac{1,479}{1-\cos} = 0,866$$

$$0,15 = \frac{\Delta\alpha}{0,866}$$

Sehingga dapat nilai :

$$\Delta\alpha = 0,15 \times 0,866 = 0,129$$

$$\alpha = 0,866 - 0,129 = 0,736$$

4.4.3 Jaringan Trayektori Aliran Filtrasi

Besarnya kapasitas filtrasi yang mengalir melalui tubuh embung dan pondasi pada embung dapat ditentukan berdasarkan persamaan garis aliran embung diperoleh data sebagai berikut :

$$N_f = 3$$

$$N_p = 7$$

$$K = 3,0 \times 10^{-9} \text{ m/dtk}$$

$$H = 3,56 \text{ m (tinggi muka air banjir)}$$

$$L = 16,2 \text{ m}$$

Sehingga kapasitas aliran filtrasi dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_f = \left(\frac{N_f}{N_p} \right) \times K \times H \times L$$

$$Q_f = \left(\frac{3}{7} \right) \times 3,0 \times 10^{-9} \times 3,65 \times 16,2 = 7,602 \times 10^{-8}$$

$$(7,602 \times 10^{-8}) \times (24 \times 60 \times 60) = 0,00656 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Kapasitas aliran filtrasi yang diijinkan adalah 2% - 5% dari volume tampungan waduk (*Soedibyo, 1993*):

$$Q_{f_{ijin}} = 5\% \times \text{volume tampungan efektif}$$

$$= 0,05 \times 3581,285 = 179,064 \text{ m}^3$$

$$= \frac{179,064}{(24 \times 60 \times 60)}$$

$$= 0,00927 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Dari aliran filtrasi yang terjadi $Q_f = 0,00656 \text{ m}^3/\text{hari} < Q_{f_{ijin}} = 0,00927 \text{ m}^3/\text{hari}$

sehingga stabilitas embung terhadap aliran filtrasi dalam kondisi aman.

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

- Berdasarkan analisa hidrologi dihasilkan besarnya debit banjir rancangan dengan kala ulang 20 tahun (Q_{20}) sebesar $214,721 \text{ m}^3/\text{dtk}$
- Analisa sedimentasi untuk 20 tahun sebesar $2158,6 \text{ m}^3$
- Dari analisa pada bab sebelumnya dapat diketahui dimensi ukuran rencana embungnya :
 - Embung urugan tipe homogen
 - El. Dasar sungai = $\pm 110,00 \text{ m}$
 - Lebar puncak embung = $2,00 \text{ m}$
 - Kemiringan lereng embung
 - Bagian hulu = $1 : 3,00$
 - Bagian hilir = $1 : 2,25$
 - Tinggi jagaan = $0,50 \text{ m}$
 - Tinggi tubuh embung = $3,56 \text{ m}$

Dengan di bangunnya Embung Raknamo ini di harapkan mampu memenuhi kebutuhan air irigasi yang selama ini mengalami kekurangan, dan sangat di harapkan peran serta masyarakat untuk menjaga untuk melestarikan keberadaan embung raknamo agar masih tetap berfungsi untuk tahun tahun selanjutnya.

DAFTAR PUSTAKA

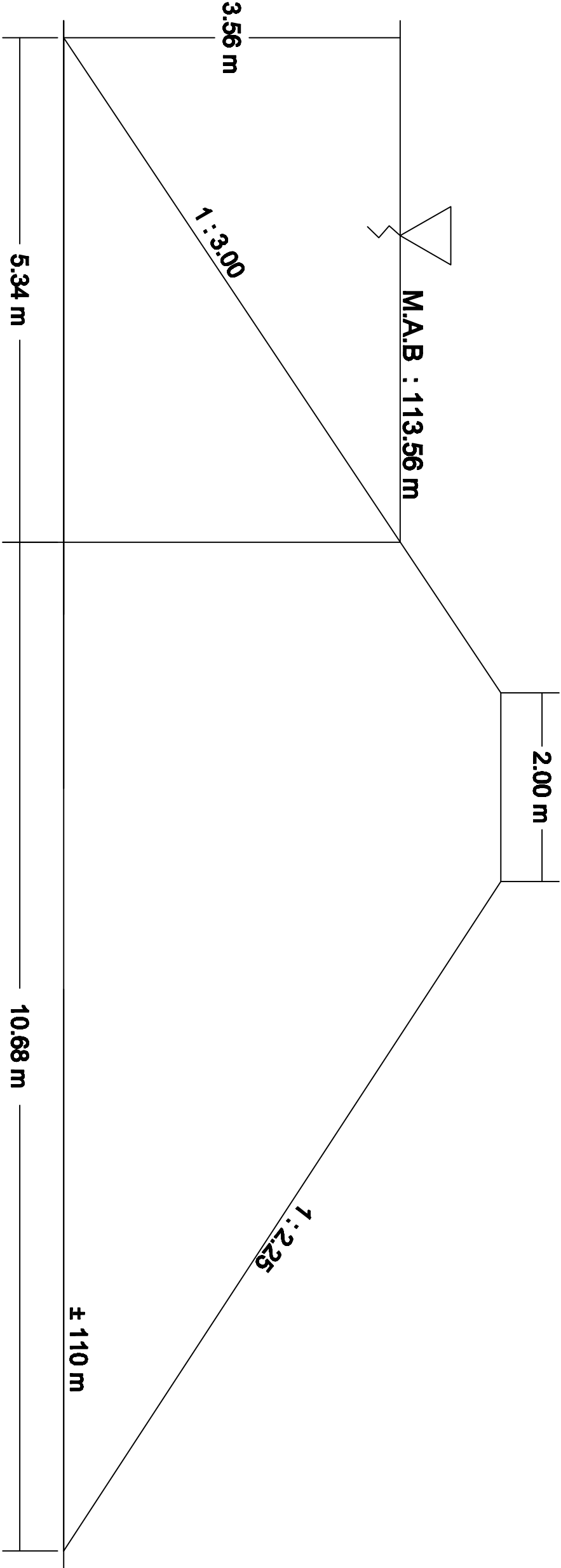
- Bambang Triatmodjo, *Hidrologi Terapan*, Beta Offset, Yogyakarta
- C. D. Soemarto, 1986 *Hidrologi Teknik*, Erlangga, Jakarta
- Montarcih, Lily, 2009, *Hidrologi Teknik Terapan*, CV Asrori
- Prosida dan Nedeco, *Koefisien Tanaman Dan Palawija*, <http://www.pps.unud.ac.id>
- Sudjarwadi, 1989 *Perencanaan Teknis Embung*, Keluarga Mahasiswa Teknik Sipil Universitas Gajah Mada, Yogyakarta
- Soemarno. C D, Ir. B.I.E. Dipl. H, 1986. *Hidrologi Teknik*, Usaha Nasional. Surabaya
- Sosrodarsono Suyono, Ir. Kenzaku Takeda, 1997. *Bendungan Type Urugan*, Pradnya Paramita. Jakarta
- Subarkah Imam, 1978. *Hidrologi Untuk Perencanaan Bangunan Air*. Idea Dharma. Bandung

DAFTAR PUSTAKA

- Bambang Triatmodjo, *Hidrologi Terapan*, Beta Offset, Yogyakarta
- C. D. Soemarto, 1986 *Hidrologi Teknik*, Erlangga, Jakarta
- Montarcih, Lily, 2009, *Hidrologi Teknik Terapan*, CV Asrori
- Prosida dan Nedeco, *Koefisien Tanaman Dan Palawija*, <http://www.pps.unud.ac.id>
- Sudjarwadi, 1989 *Perencanaan Teknis Embung*, Keluarga Mahasiswa Teknik Sipil Universitas Gajah Mada, Yogyakarta
- Soemarno. C D, Ir. B.I.E. Dipl. H, 1986. *Hidrologi Teknik*, Usaha Nasional. Surabaya
- Sosrodarsono Suyono, Ir. Kenzaku Takeda, 1997. *Bendungan Type Urugan*, Pradnya Paramita. Jakarta
- Subarkah Imam, 1978. *Hidrologi Untuk Perencanaan Bangunan Air*. Idea Dharma. Bandung

Gambar Garis Depresi Embung Sesuai Garis Parabola

Skala 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
PRODI TEKNIK SIPIL S-1

Judul : Gambar Garis Depresi Embung Sesuai Garis Parabola

Skala : 1:100

Nama : Junior J. N Natara

NIM : 11.21.056

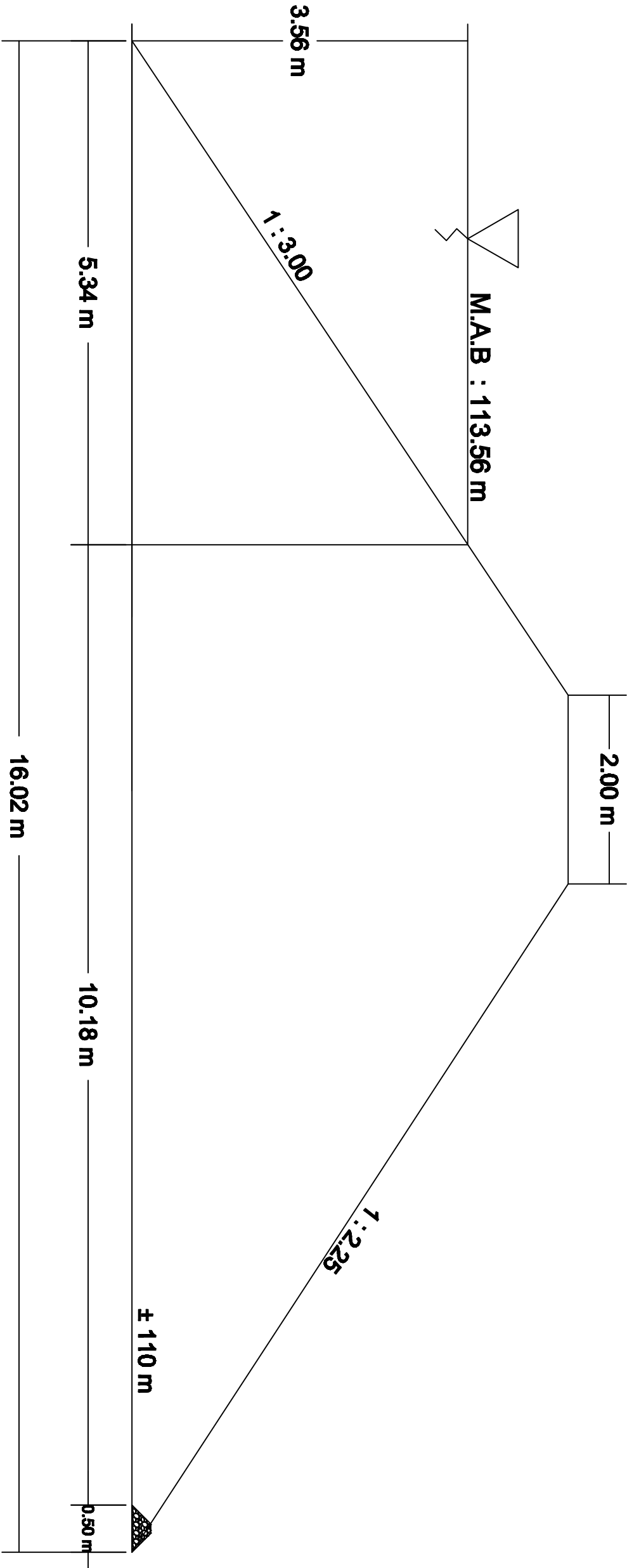
Diperiksa oleh :

Ir. I Wayan Mundra, MT

Ir. Endro Yuwono, MT

Gambar Depresi Embung Dengan Drainase Kaki

Skala 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
PRODI TEKNIK SIPIL S-1

Judul : Gambar Depresi Embung Dengan Drainase Kaki

Skala : 1:100

Nama : Junior J. N Natara

NIM : 11.21.056

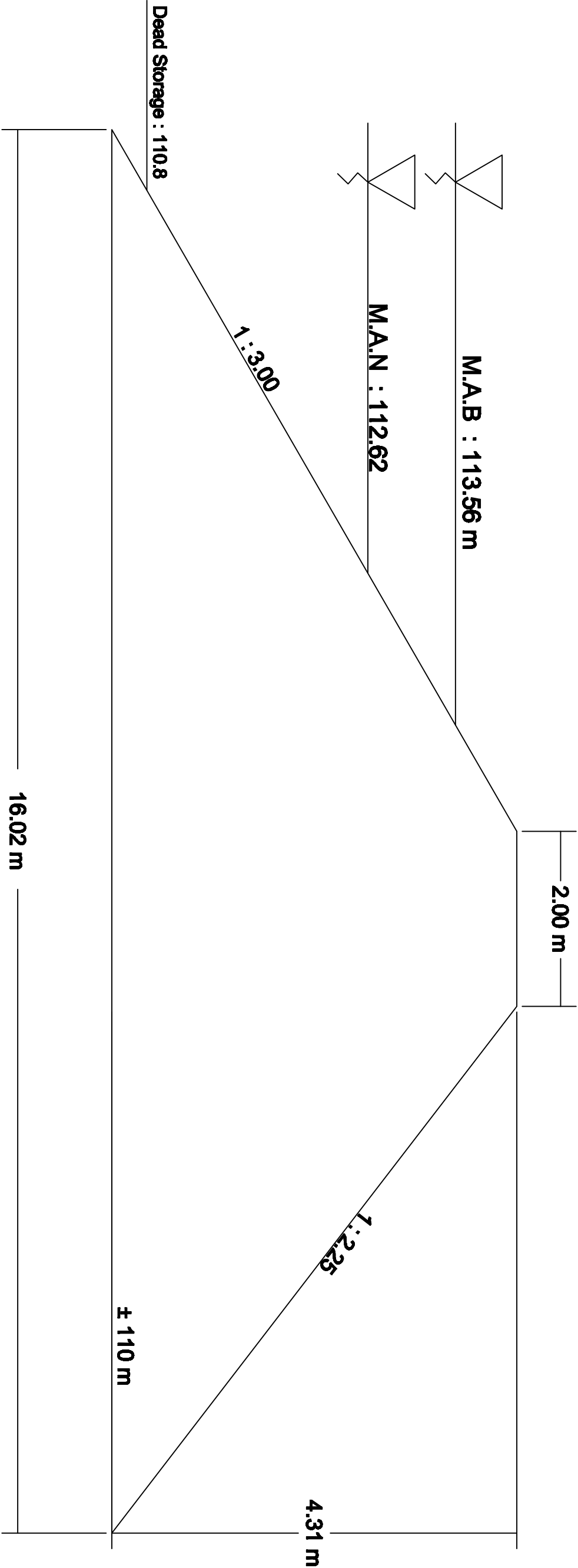
Diperiksa oleh :

Ir. I Wayan Mundra, MT

Ir. Endro Yuwono, MT

Gambar Potongan Melintang Embung

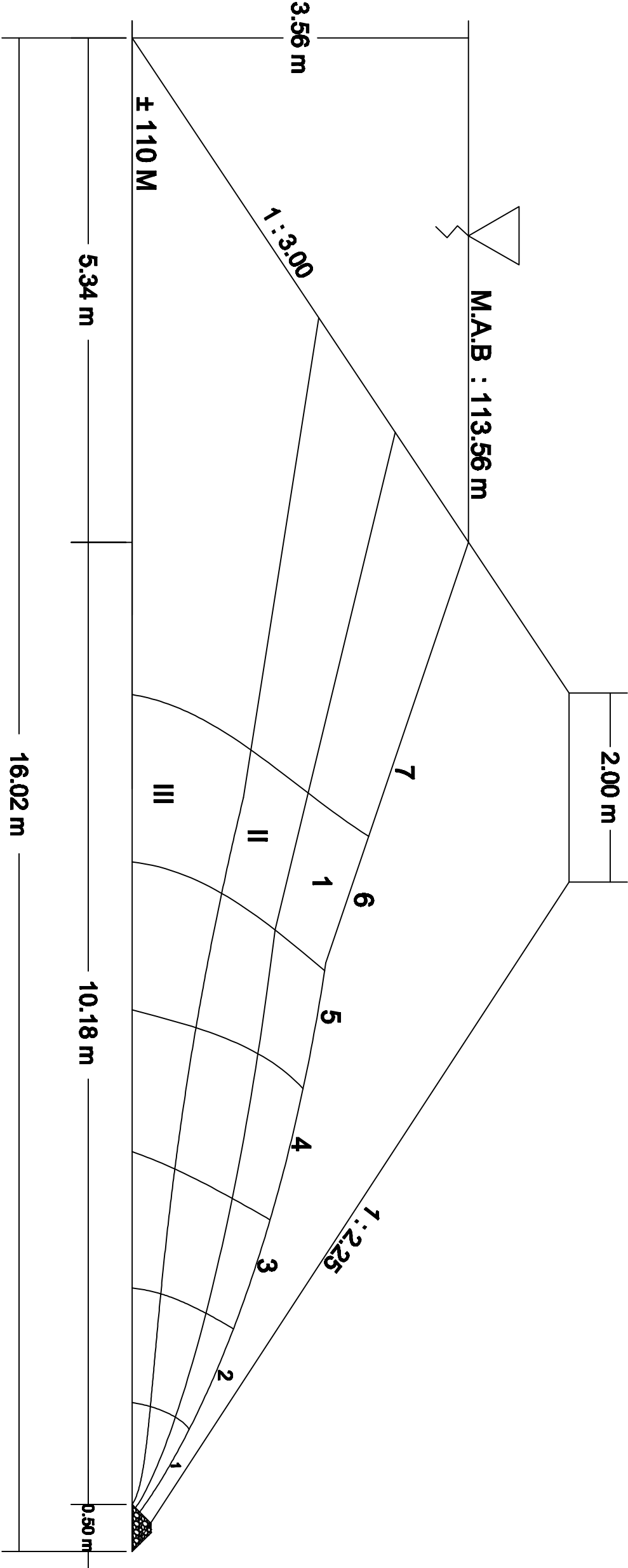
Skala 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG	
PRODI TEKNIK SIPIL S-1	
Judul : Gambar Potongan Melintang Embung	
Skala : 1:100	
Nama : Junior J. N Natara	
NIM : 11.21.056	
Diperiksa oleh :	
Ir. I Wayan Mundra, MT	Ir. Endro Yuwono, MT

Gambar Jaringan Trayektori

Skala 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
PRODI TEKNIK SIPIL S-1

Judul : Gambar Jaringan Trayektori

Skala : 1:100

Nama : Junior J. N Natara

NIM : 11.21.056

Diperiksa oleh :

Ir. I Wayan Mundra, MT

Ir. Endro Yuwono, MT